



Escuela Técnica Superior de Ingenieros de Caminos,
Canales y Puertos.
UNIVERSIDAD DE CANTABRIA



Estudio del rebase en la zona del nuevo pantalán de REPSOL en el puerto de Langosteira (A Coruña) y análisis de las cargas ejercidas sobre el mismo

Trabajo realizado por:

Alba Ricondo Cueva

Dirigido:

Javier López Lara

María Emilia Maza Fernández

Titulación:

Grado en Ingeniería Civil

Santander, septiembre de 2018

TRABAJO FINAL DE GRADO

ÍNDICE

1	Resumen	3
2	Abstract	6
3	INTRODUCCIÓN	9
3.1	Planteamiento del problema	9
3.2	Objetivos	9
3.3	Metodología y organización del estudio	10
4	ESTUDIO DEL REBASE EN DIQUES ROMPEOLAS.....	11
4.1	Introducción	11
4.2	Concepto y definición del rebase	11
4.2.1	Componentes principales de la cota de inundación.....	12
4.2.2	Parámetros que influyen en la determinación del rebase	16
4.3	Cuantificación del rebase	23
4.3.1	Volumen de rebase	23
4.3.2	Tasa de rebase	23
4.3.3	Alcance.....	24
4.3.4	Velocidad y profundidad	24
4.4	Métodos existentes para la determinación del rebase.....	24
4.5	Valores admisibles del rebase	27
4.6	Conclusiones	28
5	SIMULACIÓN NUMÉRICA DEL REBASE PARA DIFERENTES CASOS DE ESTUDIO 30	
5.1	Introducción	30
5.2	Descripción de los casos de estudio	30
5.2.1	Criterios de descarte y datos de partida.....	35
5.3	Descripción del modelo numérico.....	1
5.3.1	Introducción	1
5.3.2	Descripción IH2VOF	1
5.4	Análisis de los resultados	3
5.5	Conclusiones	12
6	ESTUDIO DE REBASE Y ANALISIS DE LAS CARGAS EJERCIDAS SOBRE EL PÓRTICO ADYACENTE AL PANTALÁN DE REPSOL EN EL PUERTO DE LANGOSTEIRA.....	14
6.1	Introducción	14
6.2	Antecedentes	14
6.3	Localización	15

6.4	Descripción de las obras del Puerto Exterior	17
6.5	Repsol y el poliducto.....	19
6.6	Descripción del modelo numérico.....	21
6.6.1	Descripción general del dique	21
6.6.2	Descripción modelo IH2VOF	23
6.7	Análisis de los resultados	31
6.7.1	Estudio del rebase.....	32
6.7.2	Análisis de las cargas ejercidas sobre la superestructura del dique.....	35
6.8	Conclusiones	38
7	CONCLUSIONES	40
8	BIBLIOGRAFIA.....	42
9	ANEXO.....	43

1 Resumen

Título: Estudio del rebase en la zona del nuevo pantalán de REPSOL en el puerto de Langosteira (A Coruña) y análisis de las cargas ejercidas sobre el mismo.

Autor: Alba Ricondo Cueva

Directores: Javier López Lara y María Emilia Maza Fernández

Convocatoria: septiembre de 2018

Titulación: Grado en Ingeniería Civil

Mención: Hidrología

Palabras clave: rebase, dique en talud, pantalán, remonte, porosidad, francobordo, ángulo del talud, espaldón, pórtico, ley de presiones

El presente Trabajo de Fin de Grado recoge el estudio del fenómeno del rebase, para lo que se propone el puerto de Langosteira (A Coruña) como caso práctico de estudio del comportamiento hidrodinámico de los diques en talud. Además, se realizará un análisis de las fuerzas ejercidas sobre el pantalán de Repsol en dichos eventos de rebase.

El Puerto Exterior de A Coruña ubicado en Punta Langosteira, ponía en marcha sus instalaciones en septiembre de 2012. Su construcción pretendía impulsar el crecimiento económico de Galicia atrayendo nuevos y mayores tráficos y al mismo tiempo alejar el movimiento de productos peligrosos y contaminantes del centro urbano. Se trata de uno de los diques de abrigo más grandes del mundo, de 3,36 kilómetros de longitud y protegido por un manto bicapa convencional de bloques cúbicos. Diseñado para resistir un temporal de cálculo de altura de ola significativa $H_s = 15$ metros y un periodo de pico $T_p = 20$ segundos. La zona sufre fuertes temporales provenientes del noroeste de Europa que traen consigo grandes volúmenes de rebase. Para estudiar estos rebases, se ha realizado un estudio teórico previo del fenómeno del rebase. Las conclusiones obtenidas, se han usado de ajuste experimental para la segunda parte del trabajo, dedicada a la propia simulación numérica del puerto Exterior.

El presente trabajo se estructura en dos partes. En primer lugar, se hace una revisión del fenómeno del rebase, de los procesos que lo generan y de la formulación existente para predecirlo. Se habla de la cota de inundación y de los diferentes procesos de la dinámica marina que la componen, especialmente del runup o remonte de la lámina por el talud de la estructura y de formas de cálculo del remonte propuestas por algunos autores. Una vez entendido el concepto de rebase, se describen los distintos parámetros que influyen en su determinación, aquellos relacionados con la geometría del dique, con el entorno y con las características del oleaje incidente. Además, se exponen los métodos comúnmente empleados en la cuantificación del rebase y se definen los máximos valores admisibles bajo distintos escenarios.

Para terminar con el estudio descriptivo del rebase, se propone el modelado numérico de diques rompeolas con distintas geometrías y frentes de oleaje, obteniendo así una clara relación de sus parámetros de diseño y su comportamiento a rebase. El estudio se realizará con el modelo numérico IH2VOF, basado en un análisis numérico de la interacción del flujo con la estructura en talud. IH2VOF es un modelo bidimensional, desarrollado en IHCantabria, que resuelve las ecuaciones de Navier-Stokes permitiendo evaluar la componente vertical del flujo, así como procesos no lineales como la rotura del oleaje. Además, el modelo permite la resolución de medios porosos permitiendo evaluar la interacción del oleaje con un dique en talud compuesto por

diferentes mantos usando el método VOF (Volume of Fluid), descrito por (Hirt & Nichols 1981). Este método requiere definir un mallado en todo el dominio del fluido que permita resolver las ecuaciones en cada celda.

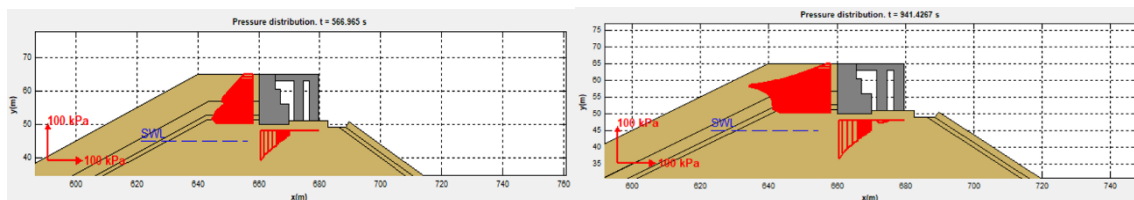
Los diferentes escenarios en los que se estudia el rebase están solicitados por un oleaje regular, con olas que solo rompen una vez alcanzan la estructura, sin rotura por fondo ni por peralte y con un periodo considerado entre 7 y 23 segundos. Como características comunes en todas las simulaciones se ha tomado la profundidad a pie de dique igual a 21,6 metros, batimetría horizontal y altura de ola de diseño de 7 metros. A partir de estas características base, se han definido 61 casos de estudio combinando distintos valores de número de Iribarren I_{r0} , inclinación del talud α , permeabilidad del manto principal n y francobordo A_c . Los ángulos del talud principal elegidos han sido 1H/1V, 2H/1V y 3H/1V y para la permeabilidad del manto principal se ha tomado dos valores, 40% y 60%.

A partir de los resultados obtenidos, se observa que el rebase no ocurre para todos los números de Iribarren, sino que roturas tipo decrestamiento o voluta rompen antes de alcanzar el dique y no llegan con la suficiente energía como para que su ascenso por el talud consiga rebasar. Por otro lado, el volumen de rebase aumenta cuanto más tendido es el talud, menos poroso es el manto principal y cuando el francobordo es menor. De estos parámetros, se deduce que el más limitante para la geometría estudiada es el francobordo y después el ángulo del talud, siendo similares los resultados obtenidos para porosidades de 40 y 60%.

Una vez estudiado el comportamiento general del dique frente al rebase, se plantea el análisis y obtención de los eventos de rebase que sobrepasan la cota de coronación de la sección del dique principal adyacente al emplazamiento del nuevo pantalán de Repsol, basado igualmente en un análisis numérico de la interacción del flujo con la estructura del talud. Este análisis se apoyará en las conclusiones obtenidas anteriormente para dique en talud general. Para la realización del análisis numérico se contará con la geometría real de la estructura, así como del clima marítimo de pie de estructura. Se han planteado 3 simulaciones de la geometría del dique en un estado de mar de 1000 segundos.

A la vista del comportamiento frente a rebase del dique, se hace especial hincapié en la necesidad de estudiar el fenómeno del rebase en el conjunto de los procesos dinámicos que tienen lugar (disipación, reflexión y transmisión). Además, se aprecia que la porosidad es el parámetro más limitante en el rebase, a diferencia de lo ocurrido en las simulaciones de oleaje regular.

Finalmente, se analizan las cargas a las que estará solicitado el nuevo pantalán bajo oleaje irregular, distinguiendo entre presiones dinámicas y pseudohidrostáticas y el comportamiento de ambas. A continuación, se muestran dos capturas de los momentos de presión dinámica horizontal máxima en dos instantes de la simulación para visualizar los resultados obtenidos.



Para finalizar el estudio se plantea la posibilidad de acometer algún cambio en la geometría del dique sin entrar en la valoración económica. Se valora la posibilidad de aumentar la porosidad del manto, aumentar la cota del francobordo y corregir la pendiente del talud, haciéndola más vertical. De entre las alternativas, se considera que la óptima podría ser una elevación de la cota del

espaldón, lo que reduciría notablemente los golpes de mar que rebasan el dique de Punta Langosteira.

Bibliografía básica:

Losada, Miguel A., Desiré, José M., Alejo, L. M. 1986. “Stability of Blocks as Breakwater Armor Units.” 9445(November 1986)

Meer, J.W. van der et al. 2016. “EurOtop Manual on Wave Overtopping of Sea Defences and Related Structures, Manual Largely Based on European Research, but for Worldwide Application.” www.overtopping-manual.com

IHCantabria. Manual de usuario IH2VOF

2 Abstract

Title: Study of the overtopping in the area of the new REPSOL jetty in the port of Langosteira (A Coruña) and analysis of the loads exerted on it.

Author: Alba Ricondo Cueva

Directors: Javier López Lara and María Emilia Maza Fernández

Call: September 2018

Degree: Degree in Civil Engineering

Mention: Hydrology

Keywords: overtopping, rubble mound breakwater, pontoon, run-up, porosity, freeboard, angle of the embankment, Crown wall, pórtico, law of pressures

This Final Degree Paper includes the study of the overflowing phenomenon, for which the port of Langosteira (A Coruña) is proposed as a practical case study of the hydrodynamic behaviour of embankments on slopes. In addition, an analysis will be made of the forces exerted on Repsol's jetty during these overfishing events.

The Exterior Port of A Coruña, located in Punta Langosteira, started up its installations in September 2012. Its construction was intended to boost Galicia's economic growth by attracting new and increased traffic and at the same time keep the movement of dangerous and polluting products away from the urban centre. It is one of the largest shelter dams in the world, 3.36 kilometres long and protected by a conventional two-layer mantle of cubic blocks. Designed to withstand a significant wave height calculation storm $H_s = 15$ meters and a peak period $T_p = 20$ seconds. The area suffers strong storms from northwestern Europe that bring with them large volumes of overflows. In order to study these overflows, a prior theoretical study of the overtopping phenomenon has been carried out. The conclusions obtained, have been used of experimental adjustment for the second part of the work, dedicated to the own numerical simulation of the Outer port.

The present work is structured in two parts. In the first place, a review is made of the overfilling phenomenon, of the processes that generate it and of the existing formulation in order to predict it. It speaks of the flood elevation and the different processes of marine dynamics that compose it, especially the runup or rise of the sheet by the slope of the structure and forms of calculation of the rise proposed by some authors. Once the concept of overtopping has been understood, the different parameters that influence its determination are described, those related to the geometry of the dike, to the environment and to the characteristics of the incident waves. In addition, the methods commonly used in quantifying the exceedance are explained and the maximum admissible values are defined under different scenarios.

In order to finish with the descriptive study of the overflow, we propose the numerical modeling of breakwater dykes with different geometries and wave fronts, thus obtaining a clear relation of their design parameters and their overflow behaviour. The study will be carried out with the numerical model IH2VOF, based on a numerical analysis of the interaction of the flow with the slope structure. IH2VOF is a two-dimensional model, developed in IHCantabria, which solves the Navier-Stokes equations allowing to evaluate the vertical component of the flow, as well as non-linear processes such as wave breakage. In addition, the model allows the resolution of porous media allowing to evaluate the interaction of the wave with a embankment dam composed

by different mantles using the VOF (Volume of Fluid) method, described by (Hirt & Nichols 1981). This method requires defining a mesh in the entire fluid domain that allows solving the equations in each cell.

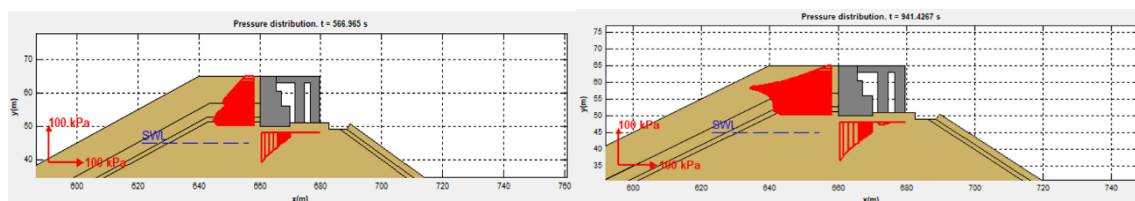
The different scenarios in which the overflow is studied are requested by a regular wave, with waves that only break once they reach the structure, without breaking at the bottom or at the superelevation and with a period considered between 7 and 23 seconds. As common characteristics in all the simulations we have taken the depth at the foot of the dike equal to 21.6 meters, horizontal bathymetry and wave height design of 7 meters. Based on these basic characteristics, 61 case studies have been defined combining different values of Iribarren number I_{r0} , slope inclination α , permeability of the main mantle n and freeboard A_c . The angles of the main slope chosen have been 1H/1V, 2H/1V and 3H/1V and for the permeability of the main mantle two values have been taken, 40% and 60%.

From the results obtained, it can be seen that the overrun does not occur for all the Iribarren numbers, but that breaks such as decrestamiento or voluta break before reaching the dam and do not arrive with enough energy so that their ascent through the slope manages to overrun. On the other hand, the volume of overflow increases the more the slope is stretched, less porous is the main mantle and when the freeboard is smaller. From these parameters, it can be deduced that the most limiting factor for the geometry studied is the freeboard and then the slope angle, with similar results obtained for porosities of 40 and 60%.

Once the general behaviour of the dike against the overflow has been studied, the analysis and obtaining of overflow events that exceed the crest height of the section of the main dike adjacent to the site of Repsol's new jetty is proposed, also based on a numerical analysis of the interaction of the flow with the structure of the slope. This analysis will be based on the conclusions obtained previously for the general slope dike. In order to carry out the numerical analysis, the real geometry of the structure will be taken into account, as well as the maritime climate at the foot of the structure. Three simulations of the geometry of the dike in a sea state of 1000 seconds have been proposed.

In view of the behaviour of the dike against overfilling, special emphasis is placed on the need to study the phenomenon of overfilling in all the dynamic processes that take place (dissipation, reflection and transmission). In addition, porosity is seen to be the most limiting parameter in overfilling, unlike what happened in regular wave simulations.

Finally, the loads at which the new pontoon will be required under irregular waves are analysed, distinguishing between dynamic and pseudohydrostatic pressures and the behaviour of both. Next, two captures of the moments of maximum horizontal dynamic pressure are shown in two instants of the simulation to visualize the results obtained.



In order to finish the study, the possibility is raised of undertaking some change in the geometry of the dike without entering into the economic valuation. The possibility of increasing the porosity

of the mantle, increasing the height of the freeboard and correcting the slope slope, making it more vertical, is assessed. Among the alternatives, it is considered that the optimum could be an elevation of the height of the espaldón, which would notably reduce the sea blows that exceed the Punta Langosteira dike.

Basic bibliography:

Losada, Miguel A., Desiré, José M., Alejo, L. M. 1986. "Stability of Blocks as Breakwater Armor Units." 9445(November 1986)

Meer, J.W. van der et al. 2016. "EurOtop Manual on Wave Overtopping of Sea Defences and Related Structures, Manual Largely Based on European Research, but for Worldwide Application." www.overtopping-manual.com

IHCantabria. Manual de usuario IH2VOF

3 INTRODUCCIÓN

3.1 Planteamiento del problema

En septiembre de 2012, entran en funcionamiento las instalaciones del nuevo Puerto Exterior de A Coruña. Su especialización en movimientos de tráfico energéticos y otros graneles, tanto líquidos como sólidos, demandantes de grandes superficies de manipulación y almacenamiento lo convierten en un puerto con gran potencial para captar nuevos inversores y desarrollarse como plataforma logística mundial.

Actualmente, solo se emplea el 10% de su capacidad, a la espera de que se acometan los restantes traslados desde la dársena Interior. En torno al 60% del tráfico portuario total de la dársena interior se relaciona con la actividad de la terminal petrolera Repsol. Una vez se traslade a Punta Langosteira, contará con un pantalán propio para la descarga de crudo y una superficie de almacenamiento de 3 Ha, con posible ampliación de 28 Ha en la explanada portuaria.

Tras barajarse varias posibilidades de ubicación, se eligió Punta Langosteira como nueva localización para el emplazamiento de las nuevas instalaciones. Sin embargo, las condiciones meteorológico-marinas de la zona no eran las más idóneas. Ya durante las obras, en 2006, dos trabajadores fueron engullidos por un golpe de mar, uno de ellos nunca apareció y el otro falleció. Se trata de una zona que recibe fuertes temporales provenientes del noroeste de Europa. En enero de este mismo año, la boya de Puertos del Estado situada ante la dársena exterior registraba una ola de 19,23 metros durante el temporal. Las condiciones de oleaje adverso que definen la zona, conllevan grandes volúmenes de rebase a lo largo del dique.

Con el fin de evitar que la lámina de agua que sobrepasa el dique en los rebases, choque contra las tuberías que transportan el petróleo del buque a la explanada a través de la carretera de acceso al espaldón, se ha llevado a cabo la construcción de un pórtico. Este pórtico, adyacente al espaldón, recorre toda la longitud del dique de abrigo y protege los conductos de las sacudidas y vibraciones.

En la actualidad, se desconocen algunos de los parámetros que rigen el comportamiento a rebase del dique, como es la porosidad o el ángulo del talud. El presente estudio, además de servir para culminar el Grado de Ingeniería Civil ofrecido en la Universidad de Cantabria, debiera servir para profundizar en el estudio de los procesos de rebase sobre un dique en talud y poder aplicar las conclusiones extraídas al caso real de Punta Langosteira.

3.2 Objetivos

El presente estudio se ha desarrollado con el objetivo de analizar el comportamiento del dique de Langosteira frente al rebase. Para ello se plantean los siguientes objetivos:

- Conocer y caracterizar el fenómeno del rebase sobre un dique en talud, para el caso de oleaje regular o irregular en función del número de Iribarren y de los restantes parámetros de los que depende.
- Analizar los eventos de rebase que sobrepasan la cota de coronación del dique adyacente al pantalán de Repsol

- Estudiar como la caracterización del rebase puede servir para la mejora en las predicciones de esfuerzos sobre el espaldón adyacente al nuevo pantalán de Repsol de Punta Langosteira

3.3 Metodología y organización del estudio

Para cumplir con el objeto del presente estudio, ha sido necesario en primer lugar estudiar en profundidad el fenómeno del rebase. El estudio descriptivo del rebase se realiza en el apartado 4 *Estudio del rebase en diques rompeolas* donde se analizan en profundidad los conceptos relacionados con la disipación de la energía sobre el talud, los mecanismos de rebase y se hace una breve revisión de las formulaciones existentes en determinación del mismo.

Una vez estudiada la hidrodinámica de los diques en talud, en el apartado 5 *Simulación numérica del rebase para diferentes casos de estudio* se propone la simulación numérica del rebase para diferentes escenarios. Se trata de combinar los parámetros más importantes que influyen en la determinación del rebase: el francobordo, ángulo del talud, porosidad y número de Iribarren. Una vez ejecutadas las simulaciones, se analizarán los resultados, estableciendo un método de ajuste que sirva de referencia para el caso real de Punta Langosteira.

El estudio concreto para la geometría de Punta Langosteira se llevará a cabo en el apartado 6 *Estudio de rebase y análisis de cargas sobre el pórtico adyacente al pantalán de Repsol en el Puerto de Langosteira*. El estudio se realizará con el modelo numérico IH2VOF desarrollado por IHCantabria. Además de analizar las magnitudes del rebase, se realizará un estudio de las fuerzas ejercidas sobre el pantalán de Repsol adyacente al dique de abrigo en estos eventos de rebase para lo que servirá de apoyo las conclusiones extraídas en los apartados previos.

En el apartado 7, se expondrán las conclusiones extraídas del trabajo.

4 ESTUDIO DEL REBASE EN DIQUES ROMPEOLAS

4.1 Introducción

Los diques de materiales sueltos o diques rompeolas son las obras de abrigo mayormente usadas en la protección de la costa. La energía del oleaje se disipa en forma de rotura sobre el talud, alejando el embate de las olas de la parte abrigada. No obstante, la energía también se transmite a través del cuerpo central, pudiendo existir además un rebase eventual del oleaje sobre el dique.

El estudio del rebase es un proceso fundamental en la hidrodinámica de los diques costeros, necesario para establecer unos límites tolerables del flujo que sobrepasa la estructura y así reducir daños minorando riesgos. En este capítulo se presenta una revisión del fenómeno del rebase, los procesos que lo generan y algunas formulaciones existentes para predecirlo.

4.2 Concepto y definición del rebase

El rebase se define de forma teórica como el volumen de agua que sobrepasa la máxima cota (cota de coronación) de una estructura o playa. Esta sobreelevación del nivel del mar surge de la combinación de eventos de tormenta con la variación de la marea astronómica y el remonte del oleaje sobre la estructura (Figura 1).



Figura 1. Rebase sobre dique vertical de Warrnambool, Australia (Foto: Perry Cho)

Existen varias formas de rebase en función del modo en que se produce. La forma de rebase que se estudia en el presente capítulo se denomina “Green water”. En ella, el remonte de las olas sobrepasa el dique en forma de una lámina continua de agua. Existen otros modos de rebase que se presentan en forma de volúmenes de agua pulverizada que viajan hacia la parte abrigada del dique bien por su propia inercia o por la acción del viento. Estas últimas ocurren para condiciones de fuertes vientos en la proximidad del dique o para diques verticales.

4.2.1 Componentes principales de la cota de inundación

El nivel del mar que se observa a pie de dique es la combinación de diferentes procesos de la dinámica marina. Se trata de la suma de la componente periódica asociada a la marea astronómica, la componente no periódica asociada a la marea meteorológica, una componente de variación más lenta asociada a la variación relativa de los niveles tierra-mar y la componente de variación a largo plazo del cambio climático (Figura 2).

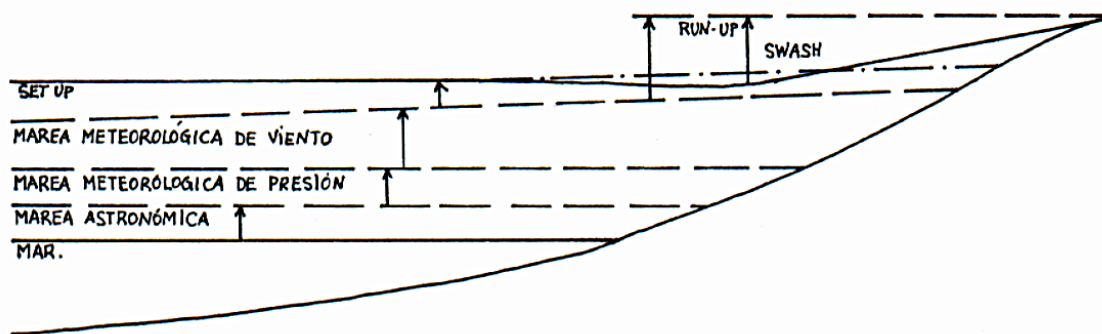


Figura 2. Componentes de la elevación del nivel medio del mar (De la Peña et al. 2001)

Como consecuencia del cambio climático, se espera un cambio en las tormentas, pasando a ser de mayor intensidad y con diferente direccionalidad. Además, el nivel del mar aumenta, disminuyendo la estabilidad del dique. Por ello, la cota de coronación de las estructuras de protección costera actuales puede verse reducida, obteniéndose mayores volúmenes de rebase.

4.2.1.1 Marea astronómica

La marea astronómica se define como la elevación y descenso de la superficie del mar causado por la interacción gravitacional de la tierra con el sol y la luna. Son mareas con un comportamiento predecible y ocurrencia periódica que se presentan como ondas de gran amplitud.

La magnitud de esta marea en el litoral español es muy variable. En Santander se dan máximos de carrera de marea de 5 metros, mientras en Girona, apenas alcanzan los 40 cm en mareas vivas.

4.2.1.2 Marea meteorológica

La marea meteorológica (Storm Surge) es la variación del nivel medio del mar debido a fenómenos meteorológicos: cambios en el gradiente de presiones o fuertes vientos de temporal. Son precisamente estos oleajes severos los principales causantes de eventos de rebase sobre un dique, por lo que predecirlos será una tarea principal.

- Acción del viento: Cuando incide el viento sobre el mar, el esfuerzo se traduce en un desplazamiento de la masa de agua. Si la dirección del viento es hacia aguas menos profundas, el volumen de agua en movimiento va perdiendo fondo y elevándose, con lo que se produce un aumento del nivel del mar. Además, es posible que en las proximidades

del dique se den fuertes vientos desplacen el agua de las olas hacia la parte abrigada del dique en forma de un fuerte roci6n.

- Variaciones de presi6n atmosférica: La presi6n atmosférica ejerce una fuerza vertical continua sobre la superficie del mar. De esta forma, sus variaciones en el tiempo y el espacio inducen cambios en el nivel del mar. En el caso de existir una borrasca, el gradiente de presi6n es negativo, por lo que producirá una elevaci6n del NMM (ej. huracanes). De igual forma, gradientes de presi6n positivos (anticiclones) se traducen en descensos del NMM. Este movimiento de ascenso o descenso da lugar a una onda de gran periodo. Las grandes borrascas extra-tropicales que afectan al litoral espa1ol suelen generar elevaciones de 30-40 cm, llegando incluso a 1 metro.

El mediterráneo espa1ol suele sufrir eventos de marea meteorol6gica importantes, terminando con la correspondiente inundaci6n costera.

4.2.1.3 Run-up

Cuando un frente de olas incide sobre una superficie lisa o rugosa, se produce una oscilaci6n de la superficie del agua en un rango vertical generalmente mayor que la propia altura de ola.

El run-up, remonte o trepada de las olas se define como la m3xima altura que alcanza el oleaje al incidir sobre una estructura, referido al nivel del mar en reposo.

El remonte incluye la combinaci6n de los efectos del *set-up* (sobreelevaci6n de la l3mina de agua debido a la rotura del oleaje) y el *swash* (deslizamiento de la ola sobre el talud debido a la energ3a de rotura). Al igual que el set-up, tambi3n tiene lugar una depresi6n en el nivel medio del agua conocido como set-down, justo antes de que el oleaje rompa, donde se producen fuertes variaciones del oleaje en su altura y energ3a (Figura 3).

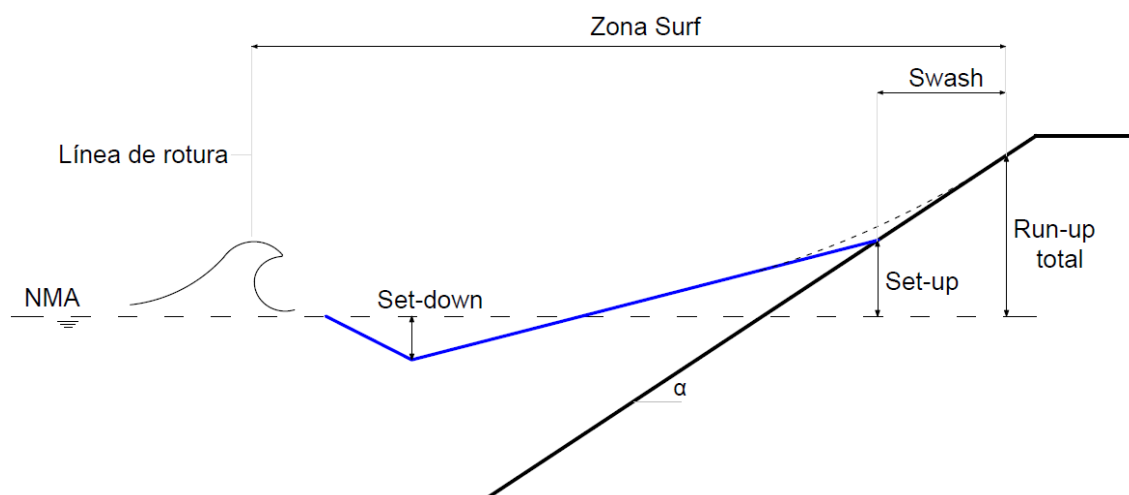


Figura 3. Esquema del run-up, set-up y swash.

El estudio del remonte tiene especial importancia en el dise1o de estructuras de protecci6n para determinar la cota de coronaci6n m3xima necesaria para que no exista rebase. El ascenso y

descenso de las olas sobre la pendiente del talud afecta directamente a la estabilidad de los bloques, variando las fuerzas a las que se ven sometidos.

El run-up depende principalmente de las características de la ola incidente (altura y pendiente) que determinan el tipo de rotura, de la pendiente, rugosidad y porosidad del talud y de la existencia de una berma y su geometría.

Existen un gran número de formulaciones basadas en estudios experimentales que permiten obtener el remonte del oleaje sobre una estructura para diferentes estados de mar y tipología de estructuras. A continuación, se describen algunas formas de cálculo del remonte de una ola frente a una estructura.

Para diques en talud contruidos con un núcleo de todo en uno y manto principal de piezas de escollera o bloques artificiales, el ascenso y descenso de la lámina se puede expresar en función del número de Iribarren y el tipo de piezas que componen el manto principal (Losada & Gimenez-curto 1981). Se trata de una formulación sencilla, válida para oleajes regulares, de la que se obtienen los valores del run-up / run-down medidos desde el NMM.

$$\frac{R_u}{H} = A_u [1 - \exp(B_u I_{r0})]$$

$$\frac{R_d}{H} = A_d [1 - \exp(B_d I_{r0})]$$

Los coeficientes de ajuste A_u y B_u dependen de la permeabilidad de la sección del manto principal. En la Figura 4 y se presentan en función de una porosidad media, n , del manto principal.

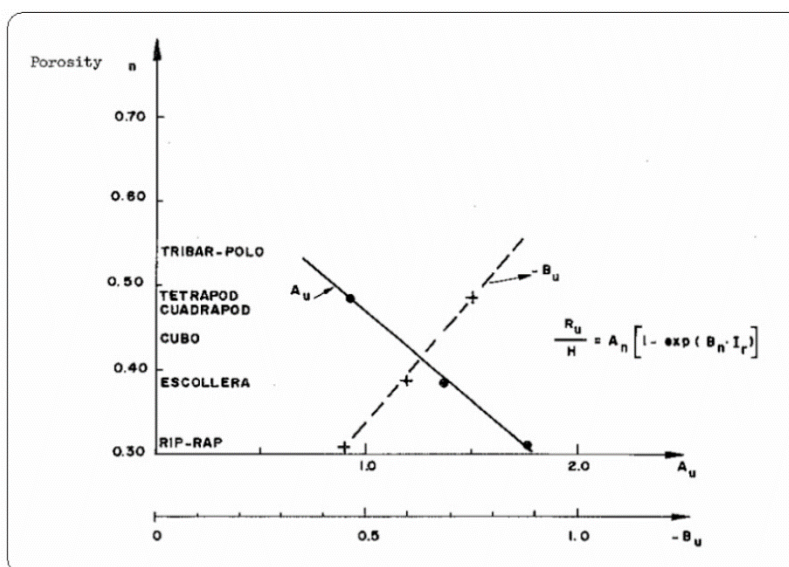


Figura 4. Coeficientes de ajuste para el cálculo del run-up según la porosidad del manto principal (Losada 1990)

Tipo de pieza	A_u	B_u	A_d	B_d
Rocas	1.80	-0.46	-1.10	+0.30
Rocas (seleccionadas)	1.37	-0.60	-0.85	-0.43
Tetrápodos	0.93	-0.75	-0.80	-0.45
Dolos	0.70	-0.82	-0.75	-0.49
Cuadrúpedos	0.93	-0.75	-0.80	-0.45
Cubos	1.05	-0.67	-0.72	-0.42

Figura 5. Coeficientes de ajuste del modelo exponencial según el tipo de pieza del manto principal

El método propuesto por el **Coastal Engineering Manual CEM**, propone trabajar con el run-up excedido por un porcentaje de las olas incidentes. Es válido para oleajes irregulares sobre pendientes suaves, rugosas, no porosas y pendientes de materiales sueltos. La ecuación básica es:

$$\frac{R_{ui\%}}{H_s} = (A\xi + C)\gamma_r\gamma_b\gamma_h\gamma_\beta$$

Siendo:

$R_{ui\%}$ = Run-up excedido por el i% de las olas incidentes

ξ = Número de Iribarren

A, C = Coeficientes que varían según el tipo de estructuras para la cual se calcula el remonte tomando diferentes valores

γ_b = factor de reducción por influencia de la berma ($\gamma_b = 1$ para perfiles sin berma)

γ_h = factor de reducción debido a condiciones de aguas someras donde la distribución de altura de ola no se corresponde con la de Rayleigh ($\gamma_h = 1$ para la distribución de Raleigh)

γ_r = factor de reducción producto de la rugosidad de la pendiente de la estructura ($\gamma_r = 1$ si no es rugosa)

γ_β = factor de reducción producto del ángulo de incidencia β de las olas ($\gamma_\beta = 1$ si la ola llega normal a la estructura)

El **EurOtop Manual** (Van der Meer et al. 2016) desarrolla el método propuesto por el CEM para diferentes pendientes del talud y de la playa frente a la estructura (Figura 6). En el caso de pendientes relativamente suaves y para un run-up excedido por el 2% de las olas incidentes:

$$\frac{R_{u2\%}}{H_{m0}} = 1.65 \gamma_r \gamma_b \gamma_\beta \xi$$

$$\text{con un máximo de } \frac{R_{u2\%}}{H_{m0}} = 1.0 \gamma_r \gamma_\beta \left(4 - \frac{1.5}{\sqrt{\gamma_b \xi}}\right)$$

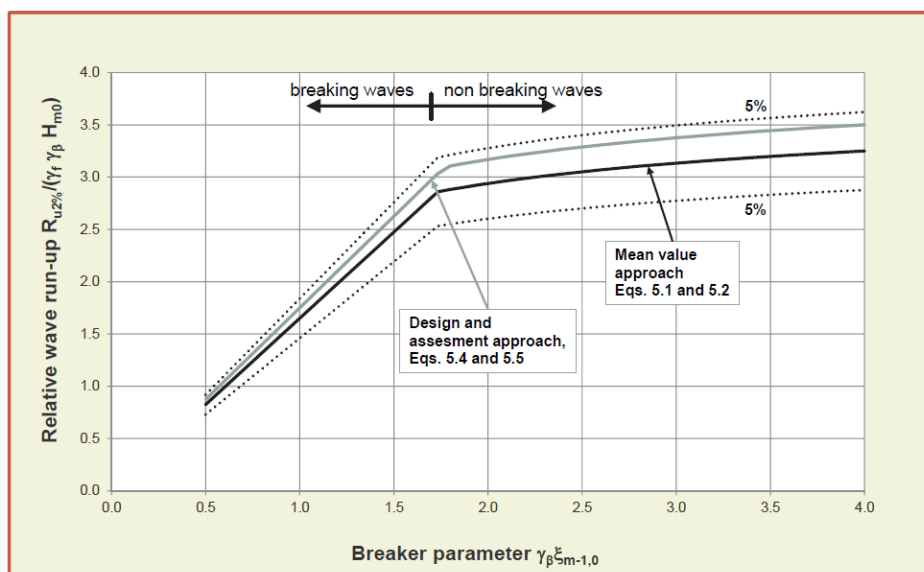


Figura 6. Relación entre $R_{u2\%}/(\gamma_r \gamma_{\beta} H_{m0})$ y el número de Iribarren para pendientes relativamente suaves (Fuente: (EurOtop Manual 2016))

Van der Meer & Stam (1992) propone una formulación válida también para oleaje irregular y materiales sueltos que cumplan $1.25 < D_{85}/D_{15} < 2.25$.

$$\frac{R_{un\%}}{H_s} = a I_{rm0} \quad ; \quad \text{para } I_{rm0} < 1.5$$

$$\frac{R_{un\%}}{H_s} = b I_{rm0}^c \quad ; \quad \text{para } I_{rm0} > 1.5$$

$$\max \frac{R_{un\%}}{H_s} = d$$

Siendo $R_{un\%}$ el valor del run-up que exceden el n% de las olas incidentes:

n%	a	b	c	d
1%	1.01	1.24	0.48	2.15
2%	0.96	1.17	0.46	1.97
5%	0.86	1.05	0.44	1.68
10%	0.77	0.94	0.42	1.45
SIGNIFICANTE	0.72	0.88	0.41	1.35
MEDIO	0.47	0.60	0.34	0.82

Tabla 1 Coeficientes de ajuste del modelo propuesto por Van der Meer & M. Stam (1992)) para el cálculo del run-up

4.2.2 Parámetros que influyen en la determinación del rebase

En el estudio del rebase es necesario definir los fenómenos físicos involucrados (propagación, rotura, remonte y transmisión) así como los múltiples parámetros de los que depende.

Cuando el oleaje incide sobre un dique en talud, la interacción entre ambos depende de los siguientes factores:

- Características del dique (Figura 5): geometría, rugosidad, porosidad del manto principal y secundarios
- Características del oleaje: periodo, altura, ángulo de incidencia

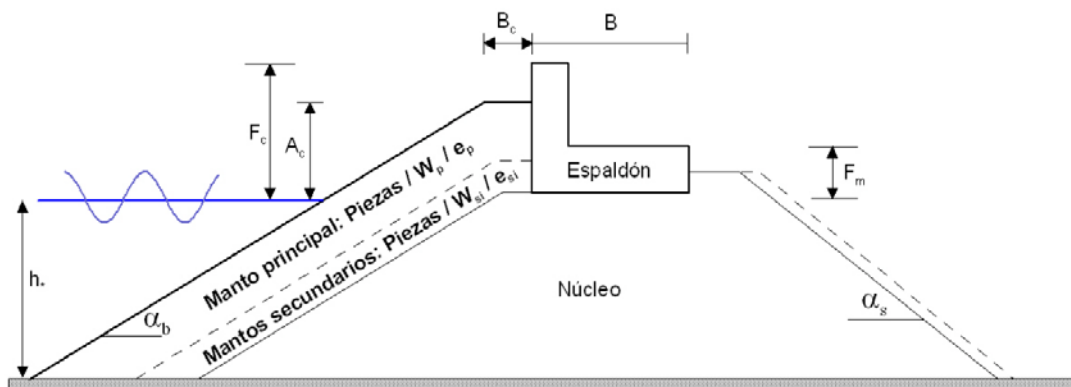


Figura 7. Parámetros geométricos de un dique en talud (Fuente: Universidad de Granada)

A continuación, se describen los factores más significantes que influyen en el rebase de un dique rompeolas.

4.2.2.1 Periodo, altura y longitud del oleaje incidente

Se define el peralte de una ola como el cociente entre su altura y la longitud de onda (H/L). Este parámetro incluye también los efectos del periodo de ola y de la profundidad al pie de la estructura según:

$$L_0 = \frac{gT^2}{2\pi}$$

siendo L_0 la longitud de ola en aguas profundas;

La altura de ola, longitud y periodo definen la energía del oleaje incidente. Las características del oleaje junto con la pendiente de la playa frente a la estructura definirán el modo de rotura sobre el talud. De este modo, para cierta combinación de peralte y profundidad, se producen remotes máximos.

4.2.2.2 Rotura del oleaje

Cuando el oleaje se aproxima a la costa, se encuentra con aguas poco profundas o profundidades intermedias que motivan una elevación de la altura de ola. Este fenómeno se conoce como asomeramiento y responde a la conservación del flujo de energía del oleaje. El fondo marino pierde profundidad mientras la altura y longitud de ola se reducen, manteniéndose constante el periodo. Con el aumento de la velocidad de onda, se produce una desestabilización que acaba en rotura cuando la celeridad de las partículas de la cresta excede la de la propia ola.

La rotura se produce para un peralte de oleaje máximo que (Miche 1944) define en:

$$\left(\frac{H}{L}\right)_{max} = 0.142$$

Para olas en profundidades inferiores a la mitad de la longitud de onda, se adopta la siguiente expresión:

$$\left(\frac{H}{L}\right)_{max} = \left(\frac{H_0}{L_0}\right)_{max} \tanh \frac{2\pi d}{L} = 0.142 \cdot \tanh \frac{2\pi d}{L}$$

Por otro lado, el asomeramiento deforma el oleaje influyendo en el proceso de rotura de la onda sobre el talud de la estructura. Existen diferentes formas de rotura del oleaje en función de la pendiente de la playa y de la energía del oleaje (periodo y peralte de la ola). La clasificación viene dada por el número de Iribarren, también llamado parámetro de rotura y se define como:

$$I_r = \frac{\tan \alpha}{\sqrt{\frac{H}{L_0}}}$$

donde α es la pendiente de la playa o del terreno frente a la estructura y L_0 la longitud de ola para profundidades indefinidas $L_0 = gT^2/2\pi$.

La combinación de la pendiente del terreno α y el peralte de la ola H/L_0 , nos permite distinguir 4 tipos de rotura de las olas incidentes (Descrestamiento, Voluta, Colapso y Oscilación) (Figura 8).

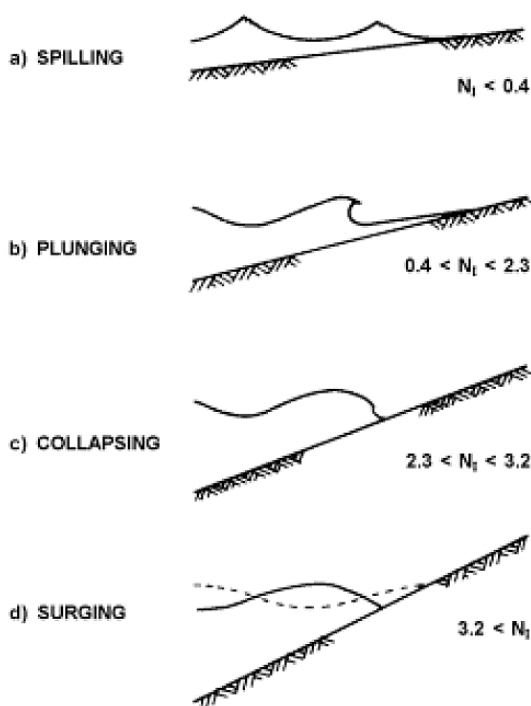


Figura 8. a) Decrestamiento, b) Voluta, c) Colapso, d) Oscilación. (Universidad de Liverpool, T.S Hedges)

Para $I_r < 0.4$ se produce una rotura tipo **Descrestamiento** (Figura 9). Consiste en la rotura gradual de la ola hasta que la cresta se inestabiliza y cae en forma de cascada. Este tipo de rotura es característico de playas planas conocidas como disipativas en las que incide oleaje peraltado (grandes alturas de ola y pequeñas longitudes de onda). Se crea una zona de rompientes extensa distinguiéndose más de una línea de rotura.



Figura 9. Olas rompiendo en Decrestamiento en los Cayos de Florida, USA (Foto por James St. John)

Si se cumple que $0.4 < I_r < 2.3$, el tipo de rotura se conoce como **Voluta**. La cresta de la ola gira sobre sí misma y precipita sobre su base creando una salpicadura. Se asocia a playas con pendientes más pronunciadas o estados de mar con longitudes de onda mayores.

La rotura tipo **Colapso** se produce para $2.3 < I_r < 3.2$. La cresta no llega a romper completamente mientras que la pendiente de la cara inferior de la ola aumenta hasta desplomarse, creando espuma.

Por último, en el caso de $I_r > 3.2$, la rotura es de tipo **Oscilación** (Figura 10). Las olas no rompen, sino que oscilan sobre la pendiente de la playa. Es representativo de playas reflejantes, fuertes pendientes y pequeñas alturas de ola en las que se disipa poco la energía del oleaje incidente.



Figura 10. Rotura en Oscilación (Foto por Andrea Ruju, Swell Beat)

4.2.2.3 Profundidad del agua a pie de dique

En las formulaciones del rebase, la altura de ola incidente usada es aquella que tiene lugar en el pie de la estructura. Es por tanto necesario, determinar o predecir las variaciones de esta profundidad.

El pie de dique se sitúa donde la playa se encuentra con el talud de la estructura. La hidrodinámica de las zonas costeras hace variar esta profundidad por los movimientos de arena estacionales. En el caso de ocurrir fuertes tormentas con altos niveles de erosión, la arena a pie de dique se desplaza aumentando de esta forma la altura de ola que incide directamente sobre el talud y con ello la probabilidad de ocurrencia del rebase.

Los diques situados en profundidades reducidas están asociados a roturas de tipo decrestamiento. El oleaje tiene un recorrido de ascenso sobre el talud menor que en el caso de rotura determinada por la inclinación del talud. De este modo, la fuerza ejercida sobre los cubos será menor, siendo mucho más estables para las mismas condiciones de altura de ola y periodo.

4.2.2.4 Francobordo

Los diques rompeolas se pueden clasificar de acuerdo con su posición funcional frente al rebase. Si la altura de coronación es suficiente para evitar el evento del rebase, el dique se definirá como no rebasable. Si las características del dique permiten que la energía del oleaje sobrepase la cota de coronación y se transmita la agitación hacia el interior del macizo granular, el dique será rebasable. En caso de situarse la cota de coronación por debajo del nivel del mar, se trataría como un dique sumergido.

Este capítulo se centra en la rebasabilidad de los diques, teniendo una gran importancia el parámetro del francobordo. El francobordo se define como la distancia vertical desde el nivel medio del mar hasta la coronación del dique.

Al disminuir la altura de francobordo, la tasa de rebase será mayor. De esta forma, el talud posterior estará sometido a mayores solicitaciones mientras que el talud exterior aumentará su estabilidad al haberse reducido el run-up.

4.2.2.5 Berma superior

La anchura de coronación o berma B, es otro parámetro a tener en cuenta en la estabilidad de la coronación y el manto interior. Si se aumenta la cota de la berma superior, la anchura disminuye para un ángulo del talud exterior constante, aumentándose la probabilidad de fallo.

Cuando el dique rompeolas cuente con superestructura de coronación, se propone aumentar su cota para reducir la tasa de rebase y mantener la cota de la berma constante.

4.2.2.6 Pendiente del talud exterior e interior

La pendiente del talud exterior se define como la recta que une el pie del talud exterior con el borde exterior de coronación. Andersen et al (1992) descubrieron que al disminuir esta pendiente, la estabilidad del talud posterior aumentaba. Igual ocurre con la parte abrigada, su estabilidad disminuirá cuanto más fuerte sea la pendiente del mismo.

Una aplicación práctica de lo anterior es situar la berma superior a la altura de coronación, aumentando la anchura de coronación y por lo tanto la estabilidad de la parte abrigada.

4.2.2.7 Material (escolleras naturales, escolleras sin clasificar o bloques paralelepípedos)

La energía del oleaje que se transmite a través del macizo granular o que rebasa el dique, es función de las características del material como son la permeabilidad, porosidad y rugosidad. La elección del material o de la disposición de los bloques, determina la fuerza que tiene que ejercer el oleaje para mover las piezas del manto o el flujo de ascenso-descenso sobre el talud.

La forma de colocación de las piezas determina la rugosidad y la porosidad. En general, si los bloques se disponen de forma ordenada se mejora la estabilidad. Sin embargo, en el caso de presentarse fuertes solicitaciones, una colocación aleatoria resulta menos frágil siendo la estabilidad de las piezas similar. Una práctica común es colocar sobre el talud (por encima del NMM) elementos rugosos reduciendo de esta forma el *run-up* / *run-down* y con ello el rebase esperado.

La porosidad se define como el porcentaje de huecos respecto del total del volumen. En taludes de hormigón o bloques sueltos el rango oscila entre 30% y 55%. Un ejemplo de elevada porosidad son los Xblocks, con un 60% de porosidad mantienen su estabilidad hidráulica gracias a su propio peso y el mecanismo de cosido con los bloques próximos. La Tabla 2 muestra los valores típicos de porosidad para las distintas capas de un dique en talud.

Porosidad y D50 dependen de:

- Materiales
- Geometría
- Construcción

Capa	Valores típicos de porosidad
Núcleo	0,2 – 0,3
Manto exterior de escollera	0,4 – 0,55
Manto interior de escollera	0,3 – 0,4
Manto principal exterior de bloques	0,45 – 0,6

Tabla 2 Valores típicos de porosidad en las distintas capas que componen un rompeolas

4.2.2.8 Pendiente de la playa

La pendiente de la playa o talud del fondo condiciona la rotura del oleaje, siendo importante determinar si el oleaje está o no limitado por el fondo.

El oleaje estará limitado por el fondo si las olas rompen, antes de alcanzar alturas de ola mayores, cuando la profundidad del fondo no es suficiente. En estos casos, la altura de ola de diseño para la estructura será la altura de ola máxima que se puede producir por las condiciones del fondo, adoptando el criterio de que esta altura máxima será el 80% de la profundidad $H_b = 0,8 h$ para oleaje regular y $H_b = 0,55 h$ aproximadamente para oleaje irregular.

Si el fondo no condiciona la máxima altura de ola, se dice que el oleaje no está limitado por el fondo. Para oleajes regulares, conocemos la altura de diseño directamente. Cuando el oleaje no es regular, el cálculo de la altura de diseño es más complicado, habiendo que determinar el H_{100} o H_{50} (media de las 100 o 50 olas mayores del espectro del oleaje) según el autor y método de cálculo.

4.2.2.9 Oblicuidad de las olas incidentes

Cuando sobre la estructura de protección incide mar de fondo, los frentes de ondas se consideran paralelos y de poca elevación. En el caso de tratarse de mareas meteorológicas, los frentes de olas no siguen la misma dirección, las olas se dispersan e inciden sobre el talud con ángulos distintos.

En el caso de revestimientos lisos, el estudio de estabilidad del manto principal frente a oleaje oblicuo es similar al de oleaje paralelo a la cresta del dique. Respecto al rebase y run-up, la oblicuidad se traduce en una componente perpendicular sobre el talud de menor magnitud. Se generan corrientes a pie de dique por la componente horizontal o paralela y una tasa o volumen de rebase menor por la componente perpendicular (Van der Meer et al. 2016).

Una situación distinta se tiene en el caso de revestimiento de elementos con elevada trabazón (dolos, tetrápodos...etc.). Para oleajes de incidencia menor a 40° , la suma neta de la fuerza sobre los bloques es mayor, siendo mucho más inestables. Por esta razón, aunque los ensayos de oleaje oblicuo sobre diques de escollera sean escasos, no es recomendable un revestimiento poroso cuando se puedan presentar oleajes con cierta incidencia oblicua.

4.2.2.10 Oleaje regular e irregular

El cálculo del rebase o de cualquier otra interacción hidráulica con una obra de protección costera puede realizarse a partir de oleaje regular o irregular. En el primer caso, la altura de ola de estudio analizada será la altura de ola incidente. En el segundo caso, el parámetro de altura utilizado será la altura de ola significativa H_s , definida como la media del tercio de olas de mayor altura.

En el presente estudio se definirá un dique en talud con unas condiciones de oleaje monocromático o regular que faciliten el análisis de rebase para cada caso. Sin embargo, en el caso del Puerto Exterior de Langosteira, el estado de mar real corresponde a un oleaje irregular. En este caso, el procedimiento es más complicado. Las olas que afectan a la estabilidad serán las de mayor altura del espectro, por lo que habrá que estudiar su distribución y analizar solo aquellas que rebasen y comprometan la estabilidad del espaldón.

4.3 Cuantificación del rebase

Existen varias formas para evaluar el rebase. En proyectos de ingeniería civil, el rebase producido por el oleaje sobre el espaldón se ha obtenido tradicionalmente mediante formulaciones empíricas o semi-empíricas, o en el caso en que fuera posible, a través de ensayos de modelo físico.

Las formulaciones de carácter empírico o semi-empírico se basan en los resultados obtenidos en ensayos físicos bajo unas determinadas condiciones ambientales y tipologías estructurales. Esto hace que, para un caso concreto de estudio, la aplicabilidad de las fórmulas sea limitada.

En el caso de los modelos físicos, la limitación surge del error de escala modelo-prototipo, especialmente en lo relativo al tamaño del agua pulverizada o salpicadura, a la realización del ensayo sin condiciones de viento y a las presiones impulsivas en los esfuerzos. A pesar de estos inconvenientes, se trata del método más preciso y seguro.

Otras formas de estimar el rebase serían la instrumentación de diques reales (prototipos) y los modelos numéricos aplicados a la interacción fluido-estructura como el utilizado en el presente estudio.

4.3.1 Volumen de rebase

Se define el *volumen de rebase individual* V_i como la cantidad de agua que rebasa la longitud de coronación del dique cuando incide una ola de altura H_i y periodo T_i . Sus unidades son m^3/m .

No obstante, debido a lo dinámico e irregularidad del proceso, es necesario contar con otro parámetro que resuma el comportamiento del frente de olas y no el de una ola individual.

4.3.2 Tasa de rebase

La *tasa instantánea de rebase* q , *tasa media de rebase* o *caudal medio de rebase* es el parámetro más representativo en la cuantificación del rebase. Se define como el volumen de agua que sobrepasa la longitud de coronación del dique por unidad de tiempo, cuando incide sobre el mismo un determinado frente de olas. Se expresa en $m^3/s \cdot m$ y se obtiene de forma empírica mediante resultados de laboratorio.

Si para una duración de temporal t , alcanzan la estructura N olas de alturas y periodos (H_i, T_i) , produciendo cada ola un rebase igual a V_i , la tasa media de rebase será:

$$q = \frac{1}{t} \sum_{i=1}^N V_i(H_i, T_i)$$

donde:

- q : tasa de rebase, ($m^3/s \cdot m$)
- N : número de olas que alcanzan el dique en el intervalo t
- V_i : volumen de rebase que produce cada ola i del temporal
- (H_i, T_i) : características del oleaje incidente, altura y periodo de cada ola

4.3.3 Alcance

El alcance de la lámina de agua tiene dos formas de expresarse. Mediante la fracción del volumen total de rebase sobre la distancia que recorre, o por medio del valor de la tasa de rebase a una determinada distancia, ambas medidas desde la coronación del dique.

4.3.4 Velocidad y profundidad

La velocidad de rebase es la del frente de la lámina de agua sobre la estructura. Mientras que la profundidad del rebase se refiere al espesor de esta cuña o lámina que se sobrepasa la estructura. Aunque no existen formulaciones rigurosas para calcularlas, es frecuente su uso de forma cualitativa.

4.4 Métodos existentes para la determinación del rebase

Existen numerosas formulaciones propuestas para el cálculo de la tasa de rebase q a partir de ajustes de ensayos en laboratorios. En la Tabla 3 se resumen las formulaciones utilizadas en el diseño de diques en talud. A continuación de la tabla, se expondrá brevemente el método propuesto en la ROM 1.1, el propuesto por Owen en 1980 y por Pedersen (1996) y Pedersen & Burcharth (1992).

AUTORES	ESTRUCTURA	MODELO DE REBASE	TASA DE REBASE ADIMENSIONAL, Q	FRANCOBORDO ADIMENSIONAL, R
Owen (1980 y 1982)	Dique en talud liso, impermeable, recto y con bermas	$Q = a \cdot e^{-b \cdot R}$	$\frac{q}{g H_s T_{0m}}$	$\frac{R_c}{H_s} \left(\frac{S_{0m}}{2\pi} \right)^{0.5} \frac{1}{\gamma_r}$
(Goda 1985)	Diques verticales y en talud	(*)	$\frac{q}{\sqrt{2g(H'_0)^3}}$	$\frac{h_c}{H'_0}$
Bradbury, Allsop, & Stephens (1988)	Dique en talud, pendiente rocosa, impermeable y coronado con espaldón	$Q = a \cdot R^{-b}$	$\frac{q}{g H_s T_{0m}}$	$\left(\frac{R_c}{H_s} \right)^2 \left(\frac{S_{0m}}{2\pi} \right)^{0.5}$
Aminti & Franco (1988)	Dique en talud, con manto formado por una doble capa de roca, cubos o	$Q = a \cdot R^{-b}$	$\frac{q}{g H_s T_{0m}}$	$\left(\frac{R_c}{H_s} \right)^2 \left(\frac{S_{0m}}{2\pi} \right)^{0.5}$

	tetrápodos sobre una pendiente impermeable, con espaldón			
Ahrens & Heimbaugh (1988)	Siete diferentes diseños de diques y revestimientos	$Q = a \cdot e^{-b \cdot R}$	$\frac{q}{\sqrt{gH_s^3}}$	$\frac{R_c}{(H_s L_{0p})^{1/3}}$
Pedersen and Burcharth (1992)	Dique en talud, manto de escollera ligeramente impermeable, con espaldón	$Q = a \cdot R$	$\frac{q T_{0m}}{L_{0m}^2}$	$\frac{H_s}{R_c}$
Van der Meer & de Waal (1992)	Dique en talud, con pendiente lisa, impermeable y con bermas	$Q = a \cdot e^{-b \cdot R}$	$\frac{q}{\sqrt{gH_s^3}}$	$\frac{3.1 (R_{u2\%} - R_c)}{H_s}$
Van der Meer & Janssen (1995)	Dique en talud, con pendiente lisa, impermeable y con bermas	$Q = a \cdot e^{-b \cdot R}$	$\frac{q}{\sqrt{gH_s^3}} \sqrt{\frac{S_{0p}}{\tan \alpha}}$ Para $\varepsilon_{0p} < 2$ $\frac{q}{\sqrt{gH_s^3}}$ Para $\varepsilon_{0p} > 2$	$\frac{R_c \sqrt{S_{0p}}}{H_s \tan \alpha} \frac{1}{\gamma_r \gamma_b \gamma_h \gamma_\beta}$ Para $\varepsilon_{0p} < 2$ $\frac{R_c}{H_s} \frac{1}{\gamma_r \gamma_b \gamma_h \gamma_\beta}$ Para $\varepsilon_{0p} > 2$
Pedersen (1996)	Dique en talud, manto de escollera ligeramente impermeable, con espaldón	$Q = R$	$\frac{q T_{0m}}{L_{0m}^2}$	$3.2 \cdot 10^{-5} \frac{H_s^5 \tan \alpha}{R_c^3 A_c B}$
Berenguer & Baonza (2006)	Diques en talud, manto de bloques o escollera, con espaldón	$Q = e^{(aX-b)}$	$\frac{q}{g \cdot T_p \cdot H_s}$	$X = \frac{R_{u2\%}^{0.95} \cdot A_c^{0.05}}{R_c^{0.70} \cdot B^{0.30}}$
Pullen et al. (2007)	Dique en talud	$Q = a \cdot e^{-b \cdot R}$	$\frac{q}{\sqrt{gH_s^3}}$	$\frac{R_c}{H_{m0} \cdot \gamma_f \cdot \gamma_\beta}$

(*) El método de Goda (1985) para determinar rebases no se presenta en forma de ecuación, sino mediante una serie de diagramas

Tabla 3 Formulaciones de predicción de las tasas medias de rebase para diques en talud

Formulación propuesta en la **(ROM1.1 Borrador)**

$$q = \frac{1}{2T_*} \gamma_w \tan \alpha \left[1 - \left(1 - \frac{F_c}{R_u} \right) \left(1 + \frac{R_u - F_c}{H_b} + \frac{R_u - F_c}{F_c} \right) \right]$$

siendo:

T_* el periodo característico del oleaje

α el ángulo del talud

F_c Francobordo

R_u Run-up, remonte o trepada del oleaje sobre el talud

H_b Altura de rotura del oleaje

Un método ampliamente utilizado en la ingeniería civil es el propuesto por **Owen (1980)**. Se propone el cálculo del rebase para obras en talud de pendientes suaves a partir de dos parámetros adimensionales relativos a la tasa de rebase Q^* y a la cota de coronación de la estructura R^* :

$$Q^* = \frac{Q}{T_m \cdot g \cdot H_s}$$

$$R^* = \frac{R_c}{T_m \sqrt{g \cdot H_s}}$$

donde:

T_m : Periodo de ola medio

H_s : Altura de ola significativa incidente en el pie de la estructura

R_c : Cota de coronación de la playa

Q : caudal adimensional, calculado de la forma:

$$Q = \frac{q}{\sqrt{gH^3}}$$

donde:

q : Tasa de rebase: caudal medio por unidad de longitud de coronación del dique (m³/ms)

H : Altura de ola (m)

g : Aceleración de la gravedad (m/s²)

En el caso de que la pendiente sea lisa e impermeable, los parámetros adimensionales anteriores se relacionan según:

$$Q^* = A \cdot \exp(-B \cdot R^*)$$

donde A y B son unos coeficientes adimensionales que dependen del talud de la estructura y toman los siguientes valores de la Tabla 4.

Pendiente	A	B
1:1	0.00794	20.1
1:1.5	0.00884	19.9
1:2	0.00939	21.6
1:2.5	0.0103	24.5
1:3	0.0109	28.7
1:3.5	0.0112	34.1
1:4	0.0116	41.0
1:4.5	0.0120	17.7
1:5	0.0131	55.6

Tabla 4. Coeficientes adimensionales de Owen.

Por último, se expondrá la formulación que proponen **Pedersen & Burcharth** (1992) y **Pedersen et al.** (1996). Los autores proponen una fórmula basada en un estudio experimental para una tipología de dique en talud permeable, con manto de escollera, berma y espaldón, sometidos a oleaje irregular y con incidencia normal. Esta formulación es la única que no contempla ningún coeficiente de rugosidad del tipo “ γ ” o un ajuste de curvas para parámetros como “A” y “B”, sino que sirve para cualquier dique de la tipología comentada. Ellos realizaron sus ensayos según la sección que se muestra en la Figura 11.

La expresión de la fórmula es la siguiente:

$$\frac{qT_{om}}{L_{om}^2} = 3,2 \cdot 10^{-5} \left(\frac{H_s}{R_c}\right)^3 \frac{H_s^2}{A_c B \cot \alpha}$$

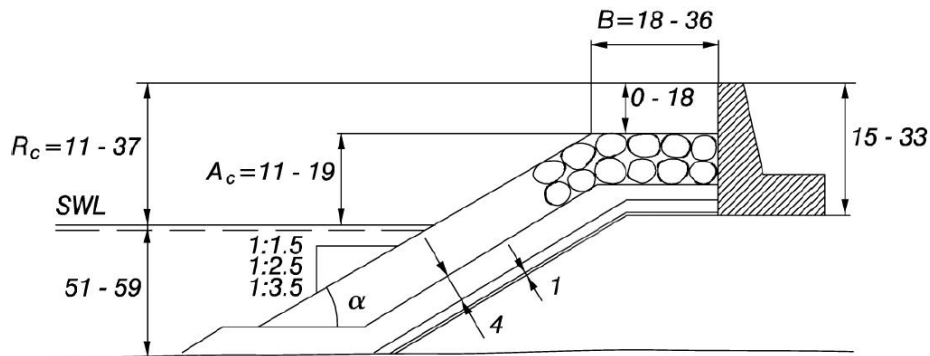


Figura 11 Sección ensayada por Pedersen & Burcharth (1992) y Pedersen (1996)

Rangos de los parámetros con los que se realizó el ensayo:

- Permeabilidad $p = 0,4$
- $H_s = 0,10 - 0,18$ m
- $T_{om} = 1,07 - 1,94$ s
- $T_{op} / T_{om} \approx 1,13$
- $\varepsilon_{om} = 1,1 - 5,1$
- $S_{om} = 0,02 - 0,06$
- $R_c / H_s = 0,7 - 3,67$
- $H_s / A_c = 0,5 - 1,7$
- $A_c / B = 0,3 - 1,1$
- $\cot \alpha = 1,5 - 3,5$
- Número de olas por cada ensayo: >5000

4.5 Valores admisibles del rebase

La definición de un límite tolerable de rebase es fundamental para el diseño de las estructuras de protección costera. Debido a la complejidad del fenómeno, en el que intervienen un número elevado de variables, el diseño de estas obras de protección admite un cierto caudal de rebase eventual, sin que ello comprometa la estabilidad y funcionalidad del mismo.

El establecimiento de estos valores máximos permite determinar las medidas a tomar para minorar o evitar daños a personas, instalaciones, barcos, estructuras en coronación, arrastre de vehículos...etc.

Elemento y motivo de riesgo	Tasa de rebase admisible, q (l/s·m)	Tasa de rebase admisible, q (m ³ /s·m)	Volumen admisible, V_{max} (l/m)
Peatones			
Peatones no conscientes del peligro (ej. Niños), que no vean claramente el rebase o que se asusten fácilmente. Camino estrecho o próximo al borde del dique*	0,03	$3 \cdot 10^{-5}$	2 – 5 a nivel alto** o altas velocidades
Peatones alerta, que vean claramente el mar, que no se asusten fácilmente y que toleren mojaduras. Camino más ancho *	0,1	$1 \cdot 10^{-4}$	20 – 50 a nivel alto o altas velocidades
Personal portuario sin incidencia directa de chorros.	1 – 10	$1 \cdot 10^{-3} - 0,01$	500 a nivel bajo** o bajas velocidades
Vehículos			
Circulando a una velocidad baja. Rebases no impulsivos sin chorros de agua importantes *	10 – 50	0,01 – 0,05	100 - 1000
Circulando a una velocidad moderada o alta. Rebases impulsivos pueden dar lugar chorros de velocidades altas o descendente	0,01 – 0,05	0,00001 – 0,00005	5 - 50
Propiedades o Embarcaciones			
Daños significantes o hundimientos de grandes yates.	50	0,05	5000 - 50000
Hundimiento de pequeños barcos (alejados 5-10 m de la coronación) y daños a embarcaciones mayores.	10	0,01	1000 - 50000
Elementos estructurales en edificios *	1	$1 \cdot 10^{-3}$	-
Daños en equipamientos portuarios (alejados 5-10 m de la coronación)	0,4	$4 \cdot 10^{-4}$	-

** Nivel bajo significa que el chorro está pegado al suelo mientras que nivel alto significa que el chorro se transporta por el aire.

Tabla 5 Límites aconsejados para la tasa o volúmenes de rebase (Fuente: CLASH (De Rouck, Van de Walle & Geeraerts, 2005) y (Pullen et al. 2007))

4.6 Conclusiones

A partir de este primer estudio del fenómeno del rebase se pueden extraer las siguientes conclusiones:

- Para la correcta evaluación del rebase es necesario un estudio detallado de los procesos de interacción que ocurren cuando una ola alcanza el dique, siendo estos la disipación de la energía mediante rotura, reflexión y transmisión a través del cuerpo central.
- En el rebase influyen diversos parámetros del dique, del oleaje incidente y del entorno en el que interacciona el flujo con la estructura. Todos los parámetros son relevantes, destacando la importancia del parámetro de rotura sobre el resto por ser el que reúne las características del oleaje incidente.

- Las formulaciones existentes para predecir el rebase solo son válidas para una tipología de dique convencional similar a los usados en los ensayos de los que se sacaron los datos para su ajuste. De la limitada aplicabilidad de estas fórmulas, surge la necesidad de realizar ensayos bajo modelado numérico.
- El establecimiento de unos valores admisibles de rebase es una tarea esencial en la determinación de la cota de coronación de diseño de un dique rompeolas.

5 SIMULACIÓN NUMÉRICA DEL REBASE PARA DIFERENTES CASOS DE ESTUDIO

5.1 Introducción

Para poder analizar detalladamente el rebase en el caso real de Punta Langosteira, es preciso establecer un método de ajuste en el que basar las conclusiones. Para ello, se propone el análisis de rebase de diques rompeolas con distintas geometrías y frentes de oleaje, obteniendo así, una clara relación entre sus parámetros de diseño y su comportamiento a rebase.

El estudio se ha realizado con el modelo numérico IH2VOF, desarrollado en IHCantabria. Se trata de un modelo bidimensional orientado al estudio de la interacción flujo-estructura que permite simular estructuras naturales y artificiales frente a todo tipo de condiciones de oleaje: irregular, regular, onda solitaria, etc.

IH2VOF resuelve las ecuaciones bidimensionales de Reynolds Averaged Navier-Stokes (RANS). Para los medios porosos usa las ecuaciones VARANS (Volume-Averaged Reynolds Averaged Navier-Stokes). Estas ecuaciones simplifican el cálculo a partir de integrar las ecuaciones RANS en un volumen de control. Además, la evolución de la superficie libre es descrita con el método Volume Of Fluid (VOF).

Los modelos matemáticos detallados extraídos del manual del IH2VOF, se incluyen como anexo.

Entre sus principales ventajas encontramos su rango de aplicabilidad, robustez y validación sobre diferentes tipos de flujos, tanto en escala de laboratorio como de prototipo, lo que lo ha convertido en uno de los modelos RANS más avanzados.

El flujo de trabajo del modelo se basa en un preproceso, mallado, ejecución y postproceso. A partir de las herramientas del postproceso, es posible describir el run-up, rebase, energía transmitida o evolución temporal de las fuerzas y momentos sobre una estructura, lo que será de gran interés en el estudio de las fuerzas ejercidas sobre el pórtico del dique de Punta Langosteira, siendo posible comprobar la estabilidad y funcionalidad de cualquier estructura marítima.

5.2 Descripción de los casos de estudio

La geometría de los diques ensayados se basa en la sección tipo de un dique en talud tipología Iribarren definido en la *ROM 1.0-09 Recomendaciones del diseño y ejecución de las Obras de Abrigo* (Figura 2). En la geometría estudiada, por simplicidad, se ha suprimido la berma de pie y la berma superior se ha situado a la misma cota que la coronación del espaldón.

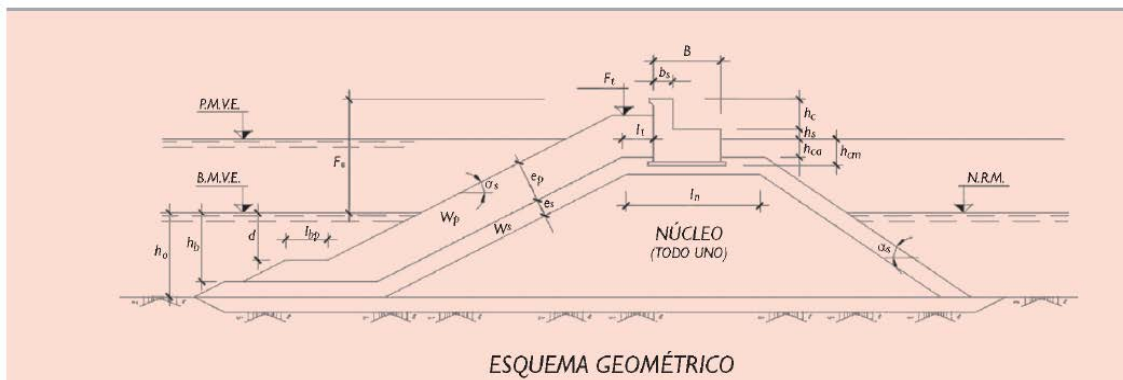


Figura 12. Dique en talud tipología Iribarren ((ROM 1.0-09) Figura 2.2.11)

En las simulaciones se estudiará la interacción flujo-estructura de la geometría anterior frente a un tren de ondas regulares de gran altura y periodo, que no rompen antes de alcanzar el dique. Por ello, el análisis se realiza en condiciones de oleaje regular, no limitado por fondo y con oblicuidad 0° . Estableciendo el criterio de rotura por fondo según $H_b = 0,8 h$ y el de rotura por peralte, según Miche (1944) en $\left(\frac{H}{L}\right)_{max} = 0,142$.

Como características comunes en todas las simulaciones se ha tomado la profundidad a pie de dique en 21,6 m, batimetría horizontal y altura de ola de diseño en 7 metros, asegurando que no existe rotura por fondo.

A partir de estas características comunes, se han definido 61 casos de estudio combinando distintos valores de número de Iribarren I_{r0} , inclinación del talud α , permeabilidad del manto principal n y francobordo A_c .

La variable principal que escala las demás va a ser el parámetro de rotura I_{r0} . Se proponen números de Iribarren que abarcan roturas tipo voluta, colapso y oscilación. Se ha intentado con ello representar todas las situaciones de estabilidad, con especial hincapié en roturas tipo oscilación. En este tipo de roturas, la estructura disipa poco la energía del oleaje incidente, dando lugar a las tasas de rebase más altas.

Los ángulos del talud principal elegidos son 1H/1V, 2H/1V y 3H/1V y la permeabilidad del manto principal se toma en un 40% como valor intermedio y 60% como valor de permeabilidad alto.

A continuación, se muestran los parámetros de partida (Tabla 6):

I_{r0}	Voluta	1,3	1,6	1,9	2,1											
	Colapso	2,7	3													
	Oscilación	3,3	3,6	3,9	4,2	4,5	5,3	6,1	6,9	7,5	8	8,4	9,1	9,5	10	10,2
$Cotan\alpha$	1	2	3													
$Permeabilidad$	40	60														
$Francobordo\ Ac$	6.3	7														

Tabla 6. Parámetros iniciales para el dimensionamiento del dique

En los siguientes apartados se describirá la metodología seguida para el dimensionamiento completo de cada caso de estudio: periodo y longitud del tren de ondas, francobordo elegido, altura del run-up alcanzada y cálculo del peso de las piezas en los mantos del dique rompeolas.

Periodo y longitud de onda del oleaje incidente

La *relación de dispersión* describe la forma en la que un campo de oleaje con muchas frecuencias se separará o dispersará debido a las diferentes celeridades de las frecuencias que lo componen. La ecuación de dispersión relaciona el periodo, la longitud de onda y la profundidad a pie de dique de forma implícita $f(h, T, L) = 0$ según:

$$w^2 = g \cdot K \cdot \tanh(kh) \quad \text{o} \quad c^2 = \frac{g}{k} \cdot \tanh(kh)$$

siendo:

h = profundidad

$w = \frac{2\pi}{T}$ = fase

$k = \frac{2\pi}{L}$ = número de onda

El cálculo de la longitud de onda es un proceso iterativo a partir de la siguiente ecuación:

$$L = \frac{gT^2}{2\pi} \tanh\left(\frac{2\pi d}{L}\right) = \frac{gT}{w} \tanh(kd)$$

Con la simplificación de aguas profundas $\tanh(kh) = 1$, es posible relacionar directamente el periodo con la longitud de onda en profundidades indefinidas:

$$L_0 \approx \frac{gT^2}{2\pi} = 1.56 \cdot T^2$$

A partir del número de Iribarren, el ángulo del talud y la altura de ola de diseño, se obtiene la longitud de ola en aguas profundas y con ello el periodo del oleaje de cada solicitud:

$$I_r = \frac{\tan \alpha}{\sqrt{\frac{H}{L_0}}}$$

El periodo está directamente relacionado con la energía de las olas. Se consideran periodos bajos aquellos menores a 9 segundos, correspondientes a vientos y corrientes locales. Periodos de más de 9 segundos están relacionados con grandes olas, normalmente generadas en tormentas de alta mar que viajan rápido y con mucha energía hacia la costa. Estas últimas tienen grandes longitudes de onda frente a altura, por lo que el cociente H/L disminuye y con ello la probabilidad de rotura por peralte. Nos interesa por tanto un frente de oleaje de gran periodo y energía, estableciendo un límite para nuestras simulaciones entre ondas cortas y de gran longitud, de 22 segundos. (Figura 10)

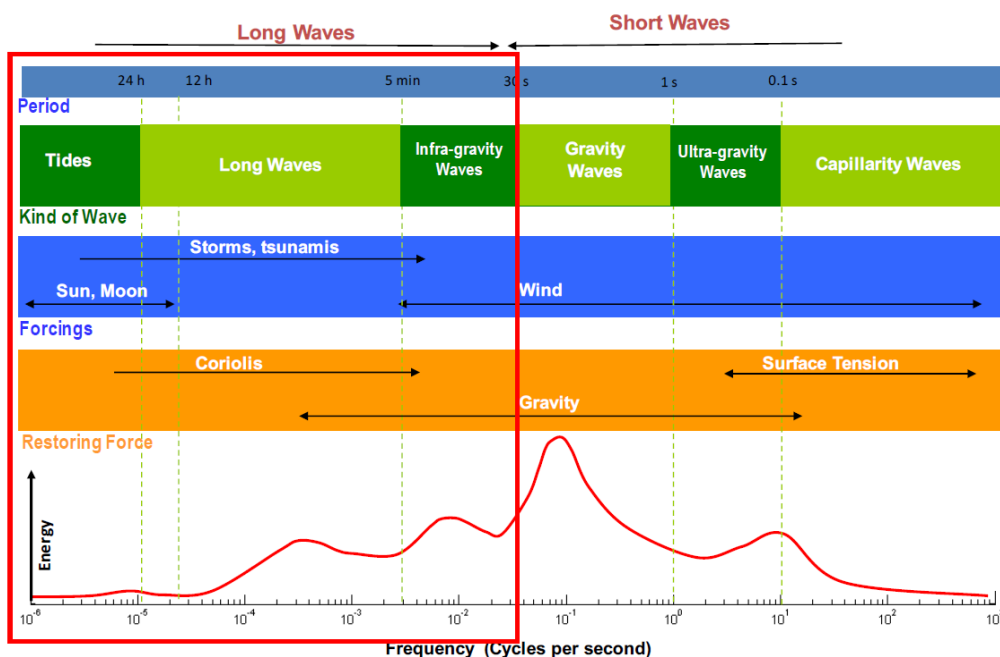


Figura 13. Clasificación del oleaje según periodo (Fuente: G1156 Coastal Engineering)

Francobordo

La característica fundamental de los diques es su rebasabilidad, por lo que habrá que asegurar esta condición para cualquiera de las situaciones. El remonte o trepada se calculará según (M. A. Losada & Gimenez-curto 1981) para un revestimiento del manto principal tipo cubos:

$$\frac{R_u}{H} = A_u [1 - \exp(B_u I_{r0})]$$

A partir del valor del run-up, se conoce el ascenso máximo de la lámina de agua sobre el talud, por lo que la cota del francobordo deberá ser menor que este valor para asegurar un mínimo rebase. El valor del francobordo deberá estar en el rango de $(0.9-1) \cdot H$. En el caso de que $A_c < 0.9 \cdot H$, se trataría de un dique de baja cota de coronación y las teorías anteriormente planteadas no sería válidas.

Peso de las piezas del manto principal y secundarios

El manto principal está constituido por dos capas de bloques de hormigón armado de densidad $2,3 \text{ t/m}^3$. Los filtros secundarios y el manto de sotavento lo forman material de cantera dispuesto de igual forma en dos capas, de densidad $2,6 \text{ t/m}^3$. La anchura de coronación del manto será la correspondiente a 3 bloques.

El modo de fallo se establece según (Losada et al. 1986) en Inicio de Avería; altura de ola mínima, para periodo constante, capaz de extraer el 5% de las unidades del manto y desplazarlos al menos una longitud igual al lado del cubo equivalente.

Con los datos obtenidos anteriormente, el peso de las piezas del manto principal se calcula a partir de la siguiente ecuación:

$$W = \rho_w g R \psi H_{50}^3$$

Siendo;

$$R = \frac{\left(\frac{\rho_c}{\rho_w}\right)}{\left(\frac{\rho_c}{\rho_w} - 1\right)^3} = (1,166 \text{ hormigón armado} - 0,699 \text{ material de cantera})$$

$$\rho_w = 1025 \text{ kg/m}^3$$

$$g = 9,806 \text{ m}^2/\text{s}$$

$$H_{50} = \text{La media de las 50 olas de mayor altura que alcanzan el dique (oleaje regular } H_{50} = H)$$

ψ = Función de estabilidad para ondas monocromáticas. (Losada & Desiré 1986) da valores de $\psi_{m\acute{a}x}$ para bloques paralelepípedos de hormigón (Tabla 6).

TIPO DE BLOQUE	a x a x a			a x a x 1.5 a			a x a x 2 a		
Cotan α	1.5	2.0	2.5	1.5	2.0	2.5	1.5	2.0	2.5
Inicio de Avería	0.060	0.047	0.043	----	----	0.084	0.120	----	0.116
Avería Iribarren	0.033	0.028	0.024	----	----	0.030	0.042	----	0.038
Destrucción	0.027	0.022	0.018	----	----	0.021	0.035	----	0.027

Tabla 7 Valores de $\psi_{m\acute{a}x}$ para bloques paralelepípedos de hormigón (Losada & Desiré 1986)

Para el diseño de las sucesivas unidades de mantos secundarios se tendrán en cuenta las siguientes recomendaciones:

- Entre el manto principal y el primer manto secundario $\frac{W_{50}}{W_{50}} < 10$
- Entre filtros secundarios $10 < \frac{W_{50}}{W_{50}} < 20$
- Entre mantos secundarios y núcleo $10 < \frac{W_{50}}{W_{50}} < 20$

A partir del peso de las piezas, se puede calcular el lado del cubo D_{50} según:

$$D_{50} = \sqrt[3]{\frac{W_{50}}{\rho_c}}$$

siendo ρ_c la densidad del hormigón que conforma los bloques.

5.2.1 Criterios de descarte y datos de partida

A partir de los datos de oleaje obtenidos de todas las combinaciones de número de Iribarren, ángulo del talud, permeabilidad y francobordo, hay que descartar los casos en que las olas rompan antes de alcanzar el dique, no exista rebase o el periodo sea superior a 22 segundos.

El criterio de Miche (1944) establece que la ola rompe cuando su peralte es igual a $1/7$, expresado por:

$$\frac{H_b}{L_b} = \frac{1}{7} \tanh\left(\frac{2\pi h_b}{L_b}\right) \approx 0.142$$

donde H_b , L_b , h_b son la altura, longitud y profundidad de onda en rotura.

Este criterio no incluye el efecto de la pendiente del fondo, por lo que será válido sólo para fondos de playa horizontales.

Un primer criterio de descarte se establece en este punto para relaciones H/L mayores o próximas a 0.142. Se trata de un oleaje muy peraltado que para la teoría lineal no rompe, pero en las simulaciones, bajo teoría no lineal, las olas rompen antes de alcanzar el dique.

En todas las simulaciones tendrá que existir rebase. Partiendo de la ecuación de run-up de Losada y Giménez Curto y del planteamiento de francobordo en el rango de $(0,9 - 1) \cdot H$ se obtienen los valores de Iribarren para los cuales se da rebase.

Independientemente de la altura de ola, para $Ac = 0.9 \cdot H$, existe rebase si $I_{r0} > 2,9$ y para $Ac = H$, el rebase comienza en $I_{r0} > 4,5$.

$$R_u = H \cdot [1,05 \cdot (1 - \exp(-0,67 \cdot I_{r0}))]$$

$$R_u > (0,9 - 1) \cdot H$$

En la Tabla 8 que se muestra a continuación, se presentan los datos de partida para todas las posibles combinaciones de ángulo del talud, francobordo, porosidad y número de Iribarren. El valor obtenido del run-up es el obtenido a partir de la ecuación de Losada & Giménez Curto. En rojo los datos que no cumplan con los criterios establecidos anteriormente. En la Tabla 9 se muestran finalmente los datos de diseño de los rompeolas a simular, además de las características del oleaje incidente en cada caso.

Valores Constantes				Resultados			
I_{ro}	cota	h (m)	H (m)	T (s)	L (m)	H/L	Run-up
1,3	1	21,6	7	2,75	11,85	0,591	4,274
1,3	2	21,6	7	5,51	47,09	0,149	4,274
1,3	3	21,6	7	8,34	96,45	0,073	4,274
1,6	1	21,6	7	3,39	17,94	0,390	4,834
1,6	2	21,6	7	6,78	69,02	0,101	4,834
1,6	3	21,6	7	10,27	128,9	0,054	4,834
1,9	1	21,6	7	4,02	25,31	0,277	5,292
1,9	2	21,6	7	8,05	91,34	0,077	5,292
1,9	3	21,6	7	12,20	160,4	0,044	5,292
2,1	1	21,6	7	4,45	30,9	0,227	5,550
2,1	2	21,6	7	8,90	105,9	0,066	5,550
2,1	3	21,6	7	13,48	180,5	0,039	5,550
2,7	1	21,6	7	5,72	50,62	0,138	6,146
2,7	2	21,6	7	11,44	148	0,047	6,146
2,7	3	21,6	7	17,33	240	0,029	6,146
3	1	21,6	7	6,35	61,57	0,114	6,365
3	2	21,6	7	12,71	168,4	0,042	6,365
3	3	21,6	7	19,26	269,4	0,026	6,365
3,3	1	21,6	7	6,99	72,75	0,096	6,545
3,3	2	21,6	7	13,98	188,4	0,037	6,545
3,3	3	21,6	7	21,18	298,5	0,023	6,545
3,6	1	21,6	7	7,63	83,95	0,083	6,691
3,6	2	21,6	7	15,25	208,2	0,034	6,691
3,6	3	21,6	7	23,11	327,4	0,021	6,691
3,9	1	21,6	7	8,26	95,01	0,074	6,811
3,9	2	21,6	7	16,52	227,8	0,031	6,811
3,9	3	21,6	7	25,03	356	0,020	6,811
4,2	1	21,6	7	8,90	105,9	0,066	6,909
4,2	2	21,6	7	17,79	247,2	0,028	6,909
4,2	3	21,6	7	26,96	385	0,018	6,909
4,5	1	21,6	7	9,53	116,67	0,060	6,990
4,5	2	21,6	7	19,06	266,5	0,026	6,990
4,5	3	21,6	7	28,89	410	0,017	6,990
5,3	1	21,6	7	11,23	144,6	0,048	7,139
5,3	2	21,6	7	22,45	317,5	0,022	7,139
5,3	3	21,6	7	34,02	489	0,014	7,139
6,1	1	21,6	7	12,92	171,7	0,041	7,227
6,1	2	21,6	7	25,84	368	0,019	7,227
6,1	3	21,6	7	39,16	565	0,012	7,227
6,9	1	21,6	7	14,62	198,3	0,035	7,278
6,9	2	21,6	7	29,23	418	0,017	7,278
6,9	3	21,6	7	44,29	640	0,011	7,278

7,5	1	21,6	7	15,89	218	0,032	7,302
7,5	2	21,6	7	31,77	456	0,015	7,302
7,5	3	21,6	7	48,14	695	0,010	7,302
8	1	21,6	7	16,95	234,3	0,030	7,315
8	2	21,6	7	33,89	487	0,014	7,315
8	3	21,6	7	51,35	745	0,009	7,315
8,4	1	21,6	7	17,79	247,2	0,028	7,324
8,4	2	21,6	7	35,59	512	0,014	7,324
8,4	3	21,6	7	53,92	780	0,009	7,324
9,1	1	21,6	7	19,28	269,7	0,026	7,333
9,1	2	21,6	7	38,55	555	0,013	7,333
9,1	3	21,6	7	58,41	850	0,008	7,333
9,5	1	21,6	7	20,12	282,5	0,025	7,337
9,5	2	21,6	7	40,25	580	0,012	7,337
9,5	3	21,6	7	60,98	885	0,008	7,337
10	1	21,6	7	21,18	298,5	0,023	7,341
10	2	21,6	7	42,37	613	0,011	7,341
10	3	21,6	7	64,19	930	0,008	7,341
10,2	1	21,6	7	21,61	304,6	0,023	7,342
10,2	2	21,6	7	43,21	625	0,011	7,342
10,2	3	21,6	7	65,47	950	0,007	7,342

Tabla 8 Datos de partida y descarte para todas las posibles combinaciones de ángulo del talud, francobordo, porosidad y número de Iribarren

Iro	cota	Permeabilidad n	h (m)	H (m)	T (s)	L (m)	Run up	Francobordo Ac (m)	F. estabilidad Lorada y Desliré	Manto Principal		Manto secundario		2º Manto Secundario		Manto a sotavento	
										Lado del cubo (m)	Anchura de berma superior (m)	W50 (t)	Lado material de cantera (m)	W50 (t)	Lado material de cantera (m)	W50 (t)	Lado material de cantera (m)
S.1	3	1	0.4	21.6	7	6.35	61.57	6.365	0.073	29.944	2.352	2.994	1.092	0.299	0.507	0.299	0.507
S.2	3	1	0.6	21.6	7	6.35	61.57	6.365	0.073	29.944	2.352	2.994	1.092	0.299	0.507	0.299	0.507
S.3	3	2	0.4	21.6	7	12.71	168.4	6.365	0.047	19.279	2.031	1.928	0.943	0.193	0.438	0.193	0.438
S.4	3	2	0.6	21.6	7	12.71	168.4	6.365	0.047	19.279	2.031	1.928	0.943	0.193	0.438	0.193	0.438
S.5	3	3	0.4	21.6	7	19.26	269.4	6.365	0.039	15.997	1.909	1.600	0.886	0.160	0.411	0.160	0.411
S.6	3	3	0.6	21.6	7	19.26	269.4	6.365	0.039	15.997	1.909	1.600	0.886	0.160	0.411	0.160	0.411
S.7	3.3	1	0.4	21.6	7	6.99	72.75	6.545	0.073	29.944	2.352	2.994	1.092	0.299	0.507	0.299	0.507
S.8	3.3	1	0.6	21.6	7	6.99	72.75	6.545	0.073	29.944	2.352	2.994	1.092	0.299	0.507	0.299	0.507
S.9	3.3	2	0.4	21.6	7	13.98	188.4	6.545	0.047	19.279	2.031	1.928	0.943	0.193	0.438	0.193	0.438
S.10	3.3	2	0.6	21.6	7	13.98	188.4	6.545	0.047	19.279	2.031	1.928	0.943	0.193	0.438	0.193	0.438
S.11	3.3	3	0.4	21.6	7	21.18	298.5	6.545	0.039	15.997	1.909	1.600	0.886	0.160	0.411	0.160	0.411
S.12	3.3	3	0.6	21.6	7	21.18	298.5	6.545	0.039	15.997	1.909	1.600	0.886	0.160	0.411	0.160	0.411
S.13	3.6	1	0.4	21.6	7	7.63	83.95	6.691	0.073	29.944	2.352	2.994	1.092	0.299	0.507	0.299	0.507
S.14	3.6	1	0.6	21.6	7	7.63	83.95	6.691	0.073	29.944	2.352	2.994	1.092	0.299	0.507	0.299	0.507
S.15	3.6	2	0.4	21.6	7	15.25	208.2	6.691	0.047	19.279	2.031	1.928	0.943	0.193	0.438	0.193	0.438
S.16	3.6	2	0.6	21.6	7	15.25	208.2	6.691	0.047	19.279	2.031	1.928	0.943	0.193	0.438	0.193	0.438
S.17	3.9	1	0.4	21.6	7	8.26	95.01	6.811	0.073	29.944	2.352	2.994	1.092	0.299	0.507	0.299	0.507
S.18	3.9	1	0.6	21.6	7	8.26	95.01	6.811	0.073	29.944	2.352	2.994	1.092	0.299	0.507	0.299	0.507
S.19	3.9	2	0.4	21.6	7	16.52	227.8	6.811	0.047	19.279	2.031	1.928	0.943	0.193	0.438	0.193	0.438
S.20	3.9	2	0.6	21.6	7	16.52	227.8	6.811	0.047	19.279	2.031	1.928	0.943	0.193	0.438	0.193	0.438
S.21	4.2	1	0.4	21.6	7	8.90	105.9	6.909	0.073	29.944	2.352	2.994	1.092	0.299	0.507	0.299	0.507
S.22	4.2	1	0.6	21.6	7	8.90	105.9	6.909	0.073	29.944	2.352	2.994	1.092	0.299	0.507	0.299	0.507
S.23	4.2	2	0.4	21.6	7	17.79	247.2	6.909	0.047	19.279	2.031	1.928	0.943	0.193	0.438	0.193	0.438
S.24	4.2	2	0.6	21.6	7	17.79	247.2	6.909	0.047	19.279	2.031	1.928	0.943	0.193	0.438	0.193	0.438
S.25	4.5	1	0.4	21.6	7	9.53	116.67	6.990	0.073	29.944	2.352	2.994	1.092	0.299	0.507	0.299	0.507
S.26	4.5	1	0.6	21.6	7	9.53	116.67	6.990	0.073	29.944	2.352	2.994	1.092	0.299	0.507	0.299	0.507
S.27	4.5	2	0.4	21.6	7	19.06	266.5	6.990	0.039	15.997	1.909	1.600	0.886	0.160	0.411	0.160	0.411
S.28	4.5	2	0.6	21.6	7	19.06	266.5	6.990	0.039	15.997	1.909	1.600	0.886	0.160	0.411	0.160	0.411
S.29	5.3	1	0.4	21.6	7	11.23	144.6	7.139	0.073	29.944	2.352	2.994	1.092	0.299	0.507	0.299	0.507
S.30	5.3	1	0.6	21.6	7	11.23	144.6	7.139	0.073	29.944	2.352	2.994	1.092	0.299	0.507	0.299	0.507
S.31	5.3	1	0.6	21.6	7	11.23	144.6	7.139	0.073	29.944	2.352	2.994	1.092	0.299	0.507	0.299	0.507
S.32	5.3	2	0.4	21.6	7	22.45	317.5	7.139	0.047	19.279	2.031	1.928	0.943	0.193	0.438	0.193	0.438
S.33	5.3	2	0.6	21.6	7	22.45	317.5	7.139	0.047	19.279	2.031	1.928	0.943	0.193	0.438	0.193	0.438
S.34	5.3	2	0.6	21.6	7	22.45	317.5	7.139	0.047	19.279	2.031	1.928	0.943	0.193	0.438	0.193	0.438
S.35	6.1	1	0.4	21.6	7	12.92	171.7	7.227	0.073	29.944	2.352	2.994	1.092	0.299	0.507	0.299	0.507
S.36	6.1	1	0.6	21.6	7	12.92	171.7	7.227	0.073	29.944	2.352	2.994	1.092	0.299	0.507	0.299	0.507
S.37	6.1	1	0.6	21.6	7	12.92	171.7	7.227	0.073	29.944	2.352	2.994	1.092	0.299	0.507	0.299	0.507
S.38	6.9	1	0.4	21.6	7	14.62	198.3	7.278	0.073	29.944	2.352	2.994	1.092	0.299	0.507	0.299	0.507
S.39	6.9	1	0.6	21.6	7	14.62	198.3	7.278	0.073	29.944	2.352	2.994	1.092	0.299	0.507	0.299	0.507
S.40	6.9	1	0.6	21.6	7	14.62	198.3	7.278	0.073	29.944	2.352	2.994	1.092	0.299	0.507	0.299	0.507
S.41	7.5	1	0.4	21.6	7	15.89	218	7.302	0.073	29.944	2.352	2.994	1.092	0.299	0.507	0.299	0.507
S.42	7.5	1	0.6	21.6	7	15.89	218	7.302	0.073	29.944	2.352	2.994	1.092	0.299	0.507	0.299	0.507
S.43	7.5	1	0.6	21.6	7	15.89	218	7.302	0.073	29.944	2.352	2.994	1.092	0.299	0.507	0.299	0.507
S.44	8	1	0.4	21.6	7	16.95	234.3	7.315	0.073	29.944	2.352	2.994	1.092	0.299	0.507	0.299	0.507
S.45	8	1	0.6	21.6	7	16.95	234.3	7.315	0.073	29.944	2.352	2.994	1.092	0.299	0.507	0.299	0.507
S.46	8	1	0.6	21.6	7	16.95	234.3	7.315	0.073	29.944	2.352	2.994	1.092	0.299	0.507	0.299	0.507
S.47	8.4	1	0.4	21.6	7	17.79	247.2	7.324	0.073	29.944	2.352	2.994	1.092	0.299	0.507	0.299	0.507
S.48	8.4	1	0.6	21.6	7	17.79	247.2	7.324	0.073	29.944	2.352	2.994	1.092	0.299	0.507	0.299	0.507
S.49	8.4	1	0.6	21.6	7	17.79	247.2	7.324	0.073	29.944	2.352	2.994	1.092	0.299	0.507	0.299	0.507
S.50	9.1	1	0.4	21.6	7	19.28	269.7	7.333	0.073	29.944	2.352	2.994	1.092	0.299	0.507	0.299	0.507
S.51	9.1	1	0.6	21.6	7	19.28	269.7	7.333	0.073	29.944	2.352	2.994	1.092	0.299	0.507	0.299	0.507
S.52	9.1	1	0.6	21.6	7	19.28	269.7	7.333	0.073	29.944	2.352	2.994	1.092	0.299	0.507	0.299	0.507
S.53	9.5	1	0.4	21.6	7	20.12	282.5	7.337	0.073	29.944	2.352	2.994	1.092	0.299	0.507	0.299	0.507
S.54	9.5	1	0.6	21.6	7	20.12	282.5	7.337	0.073	29.944	2.352	2.994	1.092	0.299	0.507	0.299	0.507
S.55	9.5	1	0.6	21.6	7	20.12	282.5	7.337	0.073	29.944	2.352	2.994	1.092	0.299	0.507	0.299	0.507
S.56	10	1	0.4	21.6	7	21.18	298.5	7.341	0.073	29.944	2.352	2.994	1.092	0.299	0.507	0.299	0.507
S.57	10	1	0.6	21.6	7	21.18	298.5	7.341	0.073	29.944	2.352	2.994	1.092	0.299	0.507	0.299	0.507
S.58	10	1	0.6	21.6	7	21.18	298.5	7.341	0.073	29.944	2.352	2.994	1.092	0.299	0.507	0.299	0.507
S.59	10.2	1	0.4	21.6	7	21.61	301.4	7.342	0.073	29.944	2.352	2.994	1.092	0.299	0.507	0.299	0.507
S.60	10.2	1	0.6	21.6	7	21.61	301.4	7.342	0.073	29.944	2.352	2.994	1.092	0.299	0.507	0.299	0.507
S.61	10.2	1	0.6	21.6	7	21.61	301.4	7.342	0.073	29.944	2.352	2.994	1.092	0.299	0.507	0.299	0.507

Tabla 9 Simulaciones válidas, características del oleaje incidente, parámetros técnicos del dique y diseño de los mantos de protección

5.3 Descripción del modelo numérico

5.3.1 Introducción

Los ensayos para el estudio del rebase en diques se han realizado con el modelo bidimensional IH2VOF. Para ello, se definirá el dominio, geometría, mallado y oleaje de cada caso de estudio y se evaluará el rebase a partir de magnitudes como la tasa de rebase instantáneo, volumen de rebase, espesor y velocidad de la lámina de agua que sobrepasa la coronación del dique.

5.3.2 Descripción IH2VOF

5.3.2.1 Dominio

Coral es una interfaz propia del IH2-VOF que genera el mallado de la simulación a partir de definir el dominio y la geometría del caso.

Las dimensiones del dominio se definen a partir de la longitud de la geometría de estudio y las características del oleaje. Se pueden diferenciar tres zonas en el dominio: la anterior al dique, la correspondiente a la geometría de estudio y otra posterior al dique situada en la parte abrigada.

Para que el mallado describa la propagación del frente de olas previo al dique, se recomienda una longitud frente a la estructura de 1,2-1,5 veces la longitud de onda. Como las simulaciones propuestas tienen periodos distintos, las longitudes de onda también lo serán, variando el dominio de propagación para cada caso.

La longitud del dique es función del ángulo del talud que tenemos en el caso concreto. $\text{Cot } \alpha$ de 1, 2 y 3 se traducen en longitudes del dique de 80, 104 y 130 m respectivamente.

Como el objetivo del estudio es definir el comportamiento a rebase del dique, se ha prescindido de la zona posterior al dique que reflejaría principalmente los fenómenos de transmisión a través del macizo.

Una vez definida la anchura del dominio, queda definir la altura. Esta altura debe incluir la geometría y la lámina de rebase sobre la coronación del dique. En función del francobordo del caso (6,3 o 7 m), podemos tener una altura de 27,9 m o 28,6 respectivamente (21,6 m de profundidad de agua a pie de dique). Se ha elegido una altura para todos los casos de 35 m.

5.3.2.2 Geometría

Una vez definido el dominio, el siguiente paso es insertar los medios porosos, obstáculos y el cuerpo de agua.

Por simplicidad se ha tomado una batimetría horizontal, por lo que el único obstáculo (medio de porosidad 0) es el espaldón del dique. El manto principal, filtros secundarios y núcleo son medios porosos con unas características en cuanto a rugosidad, porosidad y fricción que se definen a partir del Coeficiente de fricción lineal α , el Coeficiente de fricción no lineal β , el Coeficiente añadido de masa, porosidad y el parámetro D_{50} calculado anteriormente. Para α se ha tomado 200 (Lara, 2002) y 0,34 para el Coeficiente añadido de masa. El coeficiente β es variable, depende de la geometría y el flujo entre otros y necesita ser calibrado a escala en el laboratorio. En la Tabla 10

se muestran los valores que recogen algunos autores para el coeficiente de fricción no lineal y que se han utilizado para nuestros casos.

Autor	Descripción	β
Lara (2002)	Olas rompiendo sobre un talud poroso	0,2
García (2005)	Diques sumergidos	1,2 (Núcleo) 0,8 (Capas externas)
Guanche (2007)	Diques verticales y compuestos	Vertical: 0,8 (Capa externa) 1,1 (Núcleo) Compuestos: 0,8 (Núcleo); 1,1 (Capas Internas); 0,7 (Capas externas)

Tabla 10. Valores típicos del coeficiente de fricción no lineal (Fuente: IH Cantabria GUI IH2VOF)

En las Figuras 14 y 15 se muestran las geometrías para dos Simulaciones correspondientes a longitudes de dominio de 535 y 240 respectivamente.



Figura 14 Geometría introducida en el Coral de la Simulación 59

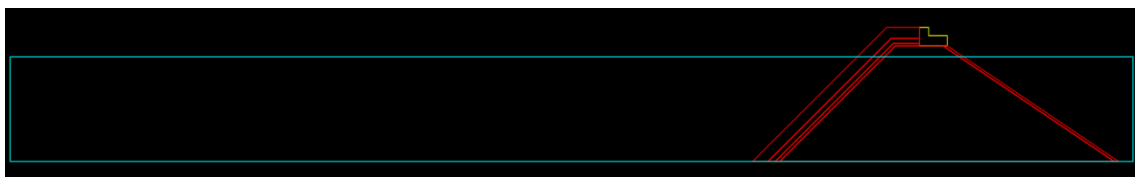


Figura 15 Geometría insertada en el Coral de la Simulación 11

5.3.2.3 Malla

El módulo de pre-proceso Coral permite generar un mallado ortogonal para tamaños de celda fijos o variables. Para disminuir el número total de celdas que tendríamos con un mallado uniforme, se ha usado una malla variable con la máxima discretización en la zona en la que esperamos rebase.

En el manual de usuario del IH2VOF se dan una serie de recomendaciones para lograr una buena discretización. Se recomienda que el número de celdas por longitud de onda sea de 70 – 100 si las olas rompen antes de alcanzar el dique, o de más de 100 si no lo hacen. En la dirección vertical se recomienda contar con 7 – 10 celdas por altura de ola. Además, para prevenir un efecto falso de rotura en cada celda, las dimensiones de las mismas tienen que cumplir la relación $\Delta x < 2,5 \cdot \Delta y$.

El máximo run-up que se ha obtenido de las simulaciones planteadas era de 7,34 m. Con un francobordo de 6,3 m nos daría una lámina de rebase de poco más de 1 m sin tener en cuenta la disipación que ofrece la berma superior. Para definir bien este volumen de rebase, se ha tomado como criterio 10 celdas por altura de ola y una relación $\frac{\Delta x}{\Delta y} = 5$. Para todos los casos la

discretización ha sido la misma, $\Delta x = 0,5$ y $\Delta y = 0,25$, generando por tanto la misma malla con un número total de celdas de 442267 (1541 en la dirección X y 287 en la dirección Y).

5.3.2.4 Preproceso

El oleaje regular engloba olas periódicas en las que los parámetros característicos de un mismo punto de mantienen constantes en el tiempo. Según la forma del perfil característico, esta regularidad puede ser lineal o no lineal. Existen aproximaciones de estudio distintas para cada tipo, la descripción lineal del oleaje se estudia mediante teoría lineal de ondas o teoría de Ayri y la descripción no lineal mediante teoría de Stokes de 2º orden o teoría de onda solitaria o Cnoidal.

Para estructuras situadas en alta mar, la sollicitación de cálculo son olas de pequeña altura y gran longitud de onda, siendo su movimiento aproximadamente sinusoidal. La teoría que aplica en este dominio es la teoría lineal de ondas o teoría de Ayri.

En las estructuras situadas en profundidades intermedias cerca de la costa, el fondo comienza a deformar el oleaje, perdiendo la sinusoidal y convirtiéndose en olas asimétricas. Para este caso, la teoría de Stokes es la que mejor define el perfil de ola.

En nuestro caso, tenemos una estructura en la costa en aguas poco profundas. La teoría que mejor define este dominio es la teoría Cnoidal.

- Generación de la malla: número total de celdas
- Características de los medios porosos
- Condiciones de oleaje: Cnoidal, longitud de simulación elegida (200 s)

Una vez definida la geometría y las características del oleaje, queda la generación de la pala y la selección de los restantes parámetros del input. Para crear el frente de olas se ha seleccionado pala estática. La pala estática considera condiciones de contorno Dirichlet, en las que tanto la velocidad como la lámina libre quedan definidas en el contorno. No se ha seleccionado la opción de generación de segundo orden de pala estática por no tener gran importancia el efecto de onda larga en el rebase del dique.

En el input se ha seleccionado *Left boundary absorption* y *Right boundary absorption*. Como los mantos son medios porosos, existe una transmisión a través del cuerpo central de parte de la energía incidente. Este fenómeno permite disipar energía y evitar grandes volúmenes de rebase.

En cuanto a los sensores de superficie, se han posicionado 3 a lo largo del dominio y uno centrado en la parte superior del espaldón. Este último sensor mide la magnitud del rebase mientras los restantes dan información sobre la propagación del frente. La zona a analizar el run-up se ha definido en función de la geometría del dique, incluyendo la zona superior del talud y el espaldón.

5.4 Análisis de los resultados

El tipo de rotura determina de forma directa parámetros como el coeficiente de reflexión o el ascenso de la lámina de agua sobre el talud. Por ello, los resultados de las simulaciones obtenidos se compararán en función del número de Iribarren, considerando las distintas geometrías que presenta el dique en cada caso. En la Tabla 11 se muestran los resultados del postproceso de todas las simulaciones, excepto la 1 y la 2 que rompían antes de alcanzar el dique. Además, se muestra en una columna la longitud horizontal del dominio en el que se ha definido la malla.

	Iro	cota	Porosidad n	Dominio en X	MEDIA Espesor	Q (m³)	q (m³/ms)	Velocidad media máxima de rebase (m/s)
S.3	3	2	0,4	355	0	0	0	0
S.4	3	2	0,6	355	0	0	0	0
S.5	3	3	0,4	535	0,98327	101,71	0,52817	7,232
S.6	3	3	0,6	535	0,29498	14,28	0,07415	1,8498
S.7	3,3	1	0,4	200	0	5,202	0,03721	1,018485
S.8	3,3	1	0,6	200	0	0	0	0
S.9	3,3	2	0,4	355	0	0	0	0
S.10	3,3	2	0,6	355	0,2461	13,693	0,006528	1,515333333
S.11	3,3	3	0,4	580	0,81124	58,28	0,275165	3,866133333
S.12	3,3	3	0,6	580	0,02458	3,77	0,017797	0,353826667
S.13	3,6	1	0,4	200	0	0	0	0
S.14	3,6	1	0,6	200	0	0	0	0
S.15	3,6	2	0,4	400	0,78747	46,4	0,30423	5,2248
S.16	3,6	2	0,6	400	0,31942	12,61	0,0826793	1,9531
S.17	3,9	1	0,4	225	0	0	0	0
S.18	3,9	1	0,6	225	0	0	0	0
S.19	3,9	2	0,4	400	1,27981	127,4	0,771093	5,0562
S.20	3,9	2	0,6	400	1,05812	78,02	0,47219	3,888666667
S.21	4,2	1	0,4	240	0	0	0	0
S.22	4,2	1	0,6	240	0	0	0	0
S.23	4,2	2	0,4	470	0,76295	44,95	0,252617	5,0811
S.24	4,2	2	0,6	470	1,502967	20,93	0,11765	2,4977
S.25	4,5	1	0,4	260	0	0	0	0
S.26	4,5	1	0,6	260	0	0	0	0
S.27	4,5	2	0,4	510	0,78752	253,6	1,33	5,7796
S.28	4,5	2	0,6	510	0,83674	43,52	0,2283	4,784
S.29	5,3	1	0,4	300	0,31958	11,43	0,1017809	1,77992
S.30	5,3	1	0,4	300	0	0	0	0
S.31	5,3	1	0,6	300	0	0	0	0
S.32	5,3	2	0,4	550	0	0	0	0
S.33	5,3	2	0,4	550	0	0	0	0
S.34	5,3	2	0,6	550	1,2793	272,22	1,21235	9,1095
S.35	6,1	1	0,4	340	0	0	0	0
S.36	6,1	1	0,4	340	0	0	0	0
S.37	6,1	1	0,6	340	0	0	0	0
S.38	6,9	1	0,4	380	0	1,398	0,0095	0,15076
S.39	6,9	1	0,4	380	0	0	0	0
S.40	6,9	1	0,6	380	0	0	0	0
S.41	7,5	1	0,4	400	0,56541	107,77	0,67834	2,8972
S.42	7,5	1	0,4	400	0	2,2889	0,014404	0,16501
S.43	7,5	1	0,6	400	0,56539	25,91	0,163087	3,5826
S.44	8	1	0,4	435	0,81287	57,68	0,3403673	5,9741
S.45	8	1	0,4	435	0	0	0	0
S.46	8	1	0,6	435	1,20719	50,68	0,29906	4,4571
S.47	8,4	1	0,4	450	0,83752	125,63	0,04707	6,6081
S.48	8,4	1	0,4	450	0,25	9,77	0,054907	2,3829
S.49	8,4	1	0,6	450	1,45333	160,3	0,90088	7,9748
S.50	9,1	1	0,4	480	1,13332	220,1569	1,1421	9,6058
S.51	9,1	1	0,4	480	0,875	151,03	0,783597	8,5602
S.52	9,1	1	0,6	480	1,30573	202,16	1,04874	8,7279
S.53	9,5	1	0,4	505	1,232	259,1	1,28753	9,9083
S.54	9,5	1	0,4	505	1,025	180,31	0,8960037	8,3234
S.55	9,5	1	0,6	505	1,3058	237,4	1,17969	10,0217
S.56	10	1	0,4	480	1,25632	142	0,67035	6,7418
S.57	10	1	0,4	480	0,85	92,78	0,437993	6,9972
S.58	10	1	0,6	480	1,18238	140,7399	0,6644	6,5485
S.59	10,2	1	0,4	535	1,232	282,5	1,30747	9,3844
S.60	10,2	1	0,4	535	0,3	12,02	0,05563	2,15676
S.61	10,2	1	0,6	535	1,3058	259,7	1,2019	10,0717

Tabla 11 Resultados del postproceso de las simulaciones del dique general

A la vista de los resultados obtenidos, se puede observar que roturas tipo Voluta o Colapso de $I_{r0} < 3$, corresponden con frentes de ola de bajo periodo y longitud de onda. Cuando el frente alcanza el dique, las olas llegan rotas (el cociente H/L es mayor a 0.142 con una $H = 7$) y con poca energía, dando lugar a ascensos de la lámina de agua mínimos. A continuación, se muestra en la Figura 16 la evolución del run-up con el número de Iribarren para unas condiciones de oleaje regular, piezas del manto principal tipo cubos y altura de ola igual a 7 metros. Estando el run-up definido según (M. A. Losada & Gimenez-curto 1981).

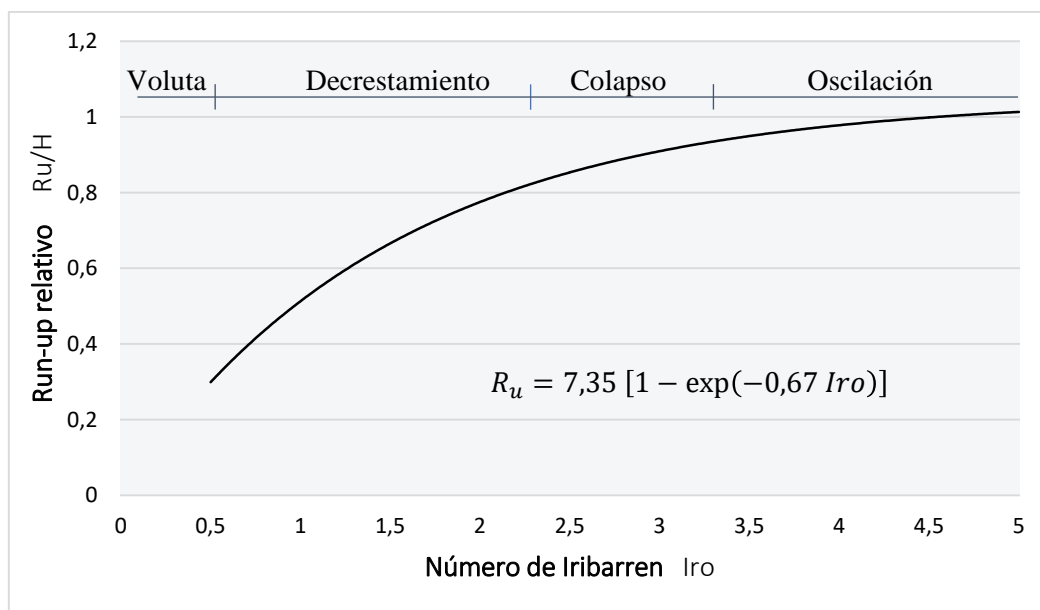


Figura 16 Run-up relativo en función del número de Iribarren para oleaje regular

Como se puede observar en la Figura 16 (curva dibujada tomando puntos de variación 0,1 en el eje de abscisas), el ascenso de la lámina de agua o run-up es proporcional al número de Iribarren. Sin embargo, al aumentar el parámetro de rotura, disminuye la influencia del ángulo del talud y pendiente de la ola sobre el run-up sobre las tasas de rebase, generándose mayores volúmenes de rebase.

En el apartado de Run-up del capítulo Estudio del rebase en diques rompeolas veíamos en la Figura 6 la relación entre el I_{r0} y el run-up relativo para la formulación propuesta por el CEM, en el que se tenían en cuenta la influencia de factores como la berma, rugosidad del manto y oblicuidad de las olas incidentes. En ese caso, la relación era lineal, definida por dos tramos de distinta pendiente. En torno a un $I_{r0} = 1,8$ se aprecia la diferencia de comportamiento de las olas que llegan rotas frente a las que no lo hacen.

Nuestros resultados corresponden con números de Iribarren mayores o iguales a 3, olas que no llegan rotas y presentan la suficiente energía como para rebasar el dique y comprometer la estabilidad del espaldón. Estos números de Iribarren corresponden a roturas en colapso u oscilación, con lo que el ascenso de la lámina dependerá más de parámetros como la porosidad del manto que del ángulo del talud o la pendiente de la ola.

A partir de los parámetros de tasa de rebase instantánea, velocidad y anchura o espesor de la lámina de agua, se ha podido realizar unas curvas de ajuste y de comparación entre las distintas porosidades, ángulos del talud y francobordo que se presenta a continuación:

Ángulo del talud

Cuando la pendiente de la playa o del talud es suave, el número de Iribarren es generalmente menor a 4 Van der Meer et al. (2016). A medida que el talud se hace más vertical, el frente de olas encuentra mayor oposición, disipándose más energía y siendo por tanto el ascenso de la lámina de agua y la tasa de rebase menor.

Como se aprecia en la Figura 17, existe un límite inferior de números de Iribarren para cada ángulo del talud en los que comienza el rebase. Para un pendiente de 3H/1V, tenemos rebase a partir de un $Iro = 3$. Se trata de una pendiente tan suave que el oleaje lo sobrepasa sin dificultad, con una tasa de rebase, anchura y velocidad de la lámina de agua considerable. En el caso de una pendiente 2H/1V, los rebases comienzan en $Iro = 3,6$ y para 1H/1V en $Iro = 6,9$. En las Figuras 16 y 17 se muestran respectivamente la velocidad relativa de rebase y la anchura de lámina.

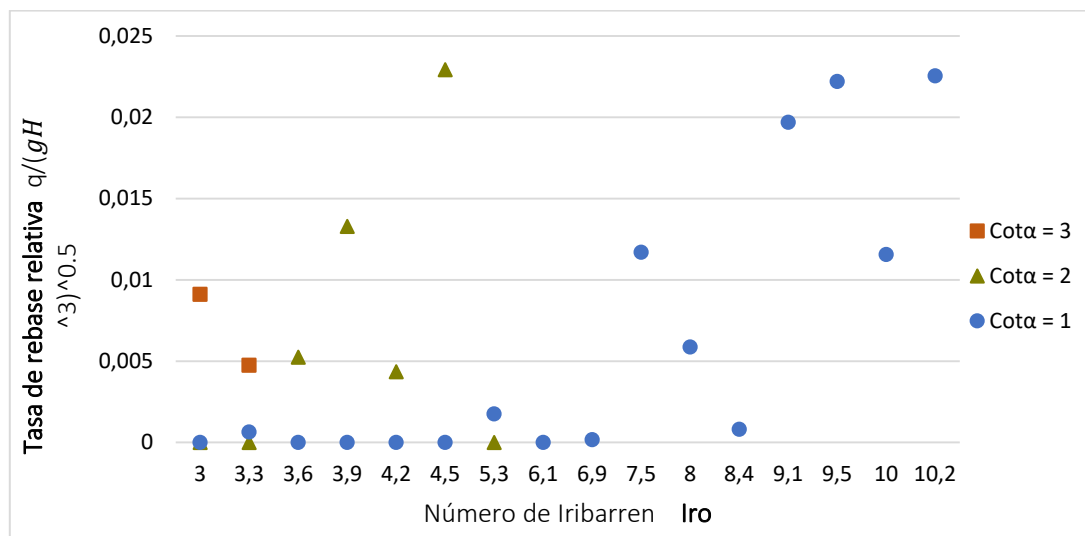


Figura 17 Tasa de rebase relativa en función del número de Iribarren para tres ángulos del talud

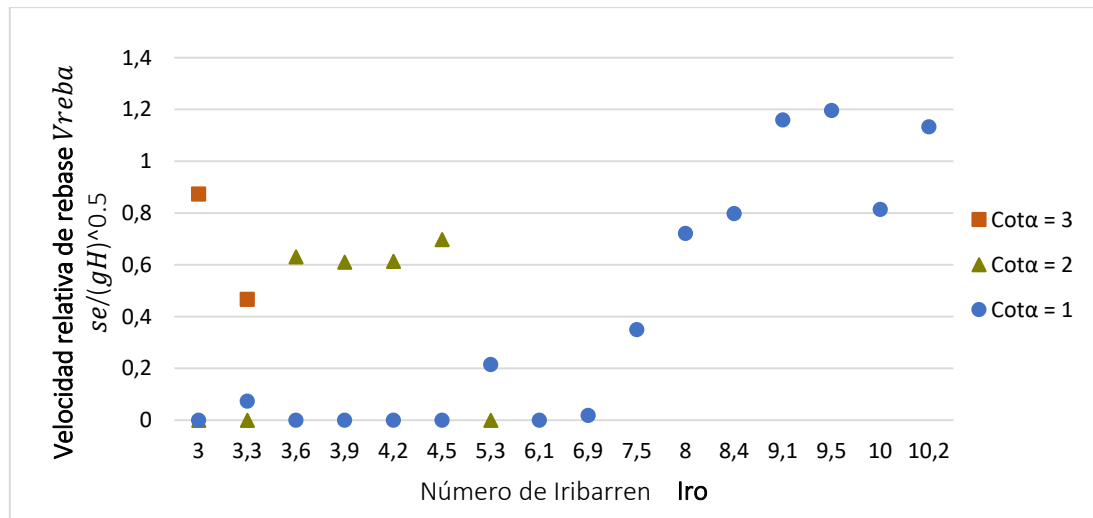


Figura 18 Velocidad relativa de rebase en función del número de Iribarren para tres ángulos del talud

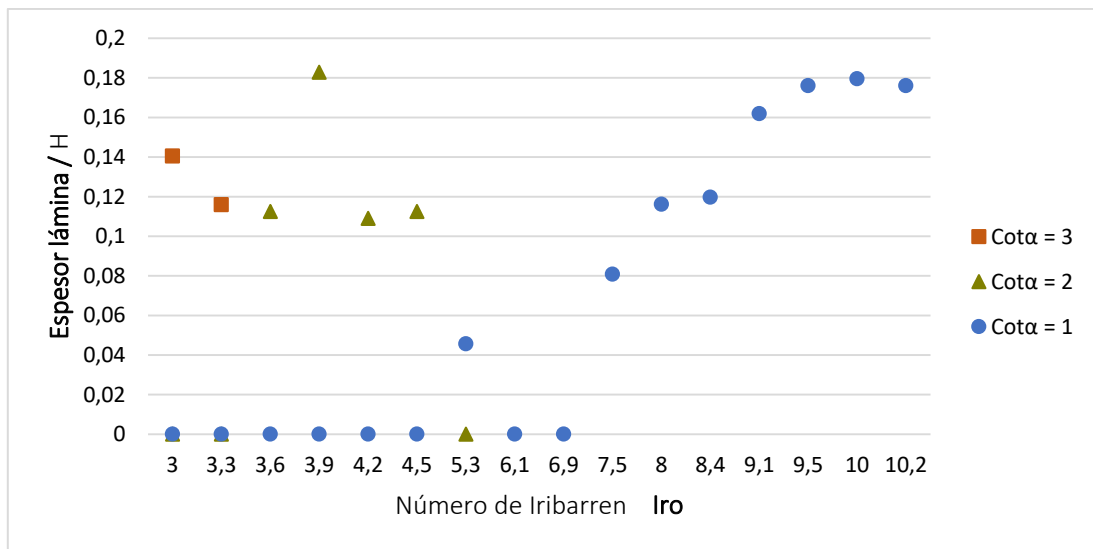


Figura 19 Espesor de la lámina de rebase en función del número de Iribarren para tres ángulos del talud

Observando los resultados puede parecer que la solución anti-rebase sería construir taludes verticales o de fuertes pendientes. Sin embargo, hay que tener en cuenta cómo cambia la estabilidad de este con su ángulo de talud. Hay dos efectos que contribuyen a la estabilidad del talud: el peso de las piezas y la pendiente del talud. Por un lado, el peso de las piezas al encontrarse en un plano inclinado, tendrán dos componentes, una perpendicular y otra paralela al talud. La componente paralela tenderá a desestabilizar las piezas, de forma que cuanto mayor sea la inclinación del talud mayor será la tendencia de las piezas a deslizarse. Por otro lado, hay que hablar de la trabazón de las propias piezas. El comportamiento de la trabazón es contrario al del peso, de forma que cuanto mayor es la pendiente, mejor encajan las piezas (el peso de unas sobre otras mejora la estabilidad) (Gilbert Clavero. Universidad de Granada).

En la Figura 20 se muestran los efectos combinados de trabazón y peso de las piezas del manto.

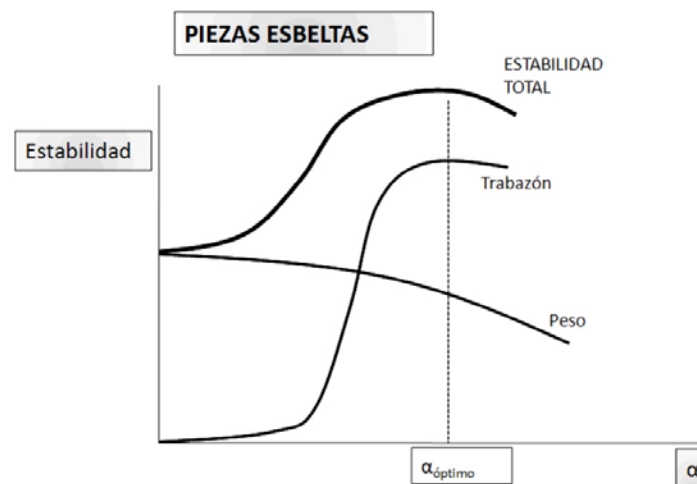


Figura 20 Influencia de la pendiente del talud en la estabilidad de las piezas esbeltas (Fuente: M Clavero Gilabert. Diques en talud. Universidad de Granada)

Dado que ambos efectos son contrarios, existe un punto de estabilidad óptima correspondiente al ángulo del talud óptimo:

- Bloques de hormigón: $\cot\alpha$ [3,4]
- Escollera: $\cot\alpha$ [4,6]
- Dolos: $\cot\alpha$ [1,75, 2]

A pesar de que estos valores garanticen la máxima estabilidad, hay que valorar el coste económico del gasto de material que implica construir una pendiente más tendida. Por este motivo, el talud que más se emplea es de $\cot\alpha = 1,5$.

Porosidad

La interacción flujo-estructura tiene lugar a través del manto principal y filtros secundarios del rompeolas. Una de las propiedades del medio poroso que determinaran su comportamiento será la porosidad. La porosidad se define como la fracción volumétrica hueca o vacía del volumen total.

En las Figura 21, 22 y 23 se muestran los resultados obtenidos para la tasa de rebase, velocidad relativa y anchura de la lámina de agua respectivamente en función del número de Iribarren para dos valores de porosidad del manto principal. Los gráficos se han realizado para un ángulo del talud de 1H/1V y francobordo adimensional igual a 1. Se presentan los resultados de las simulaciones de porosidad 40% como valor medio y 60% como valor de dique con elevada porosidad.

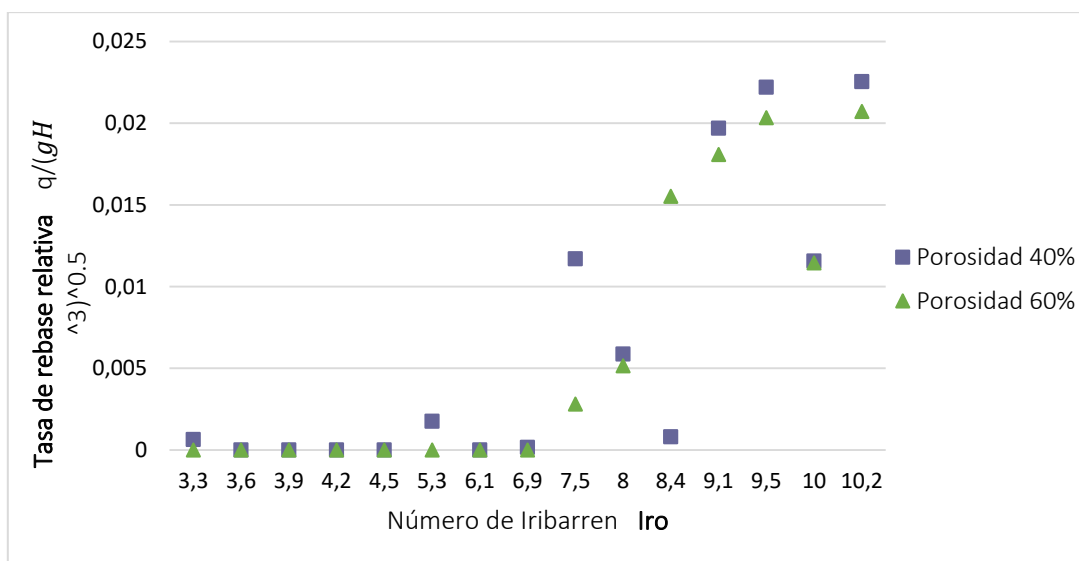


Figura 21 Tasa de rebase relativa en función del número de Iribarren para dos porosidades del manto principal

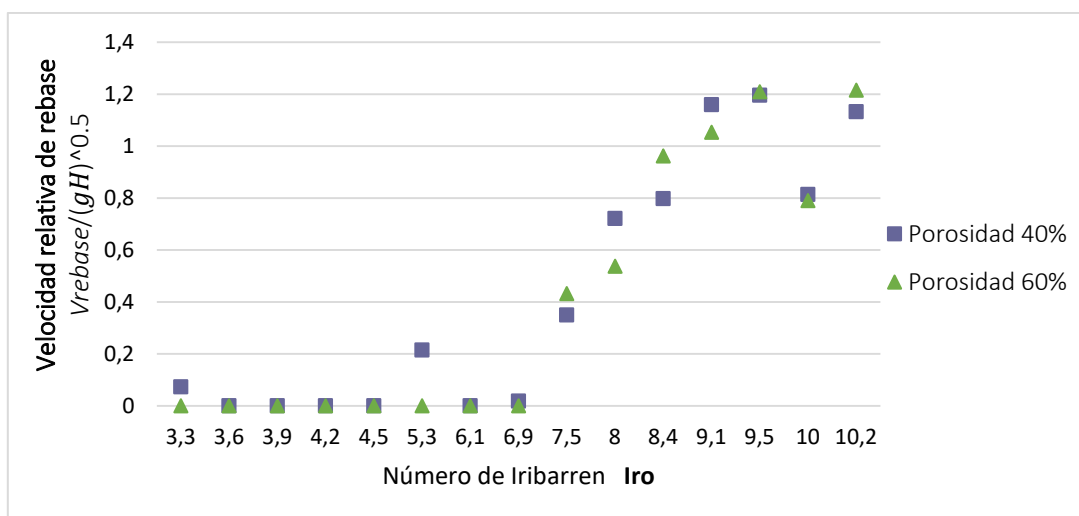


Figura 22 Velocidad relativa de rebase en función del número de Iribarren para dos porosidades del manto principal

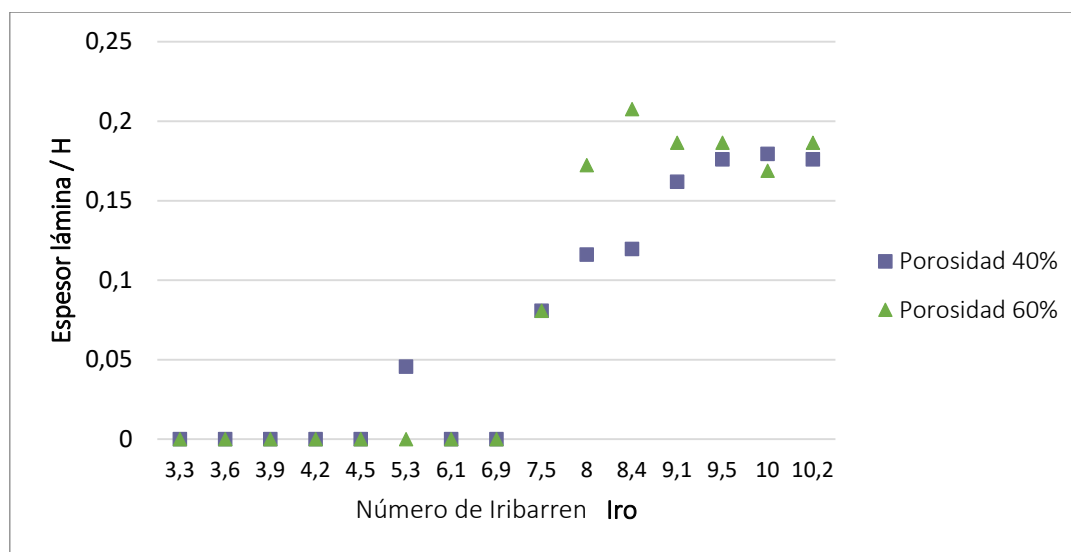


Figura 23 Espesor de la lámina de agua en función del número de Iribarren para dos porosidades del manto principal

A la vista de los resultados anteriores, podemos valorar la importancia de la porosidad en el rebase. Para el caso de porosidad igual al 40% empezamos a observar rebase en un $Iro = 5,3$ mientras que en una porosidad del 60%, el rebase no comienza hasta $Iro = 7,5$. Si observamos la tasa de rebase instantánea, es mayor, de forma general para el dique menos poroso. Sin embargo, para la velocidad de rebase y espesor de la lámina, es el dique de 60% de porosidad el que presenta valores mayores.

Que el rebase comience para menores números de Iribarren, significa que es necesaria menos energía en el frente de oleaje para rebasar la estructura. A medida que disminuye la porosidad, el talud se va haciendo más impermeable y por tanto su capacidad para disipar energía se va reduciendo. Sin embargo, para explicar aquellos casos en los que hay más rebase para mayor porosidad, hay que introducir el concepto de fricción. Se define fricción como el rozamiento de dos superficies en contacto, lo que en nuestro caso ocurre entre los bloques del manto principal. Cuando una ola llega al pie de la estructura, parte de su energía se transmite a través del cuerpo poroso, el flujo ocupa el volumen de los huecos existentes entre bloques y el restante volumen de flujo asciende el talud o en su caso lo rebasa. En el retroceso de la ola, el volumen de agua que ocupaba los poros tiende a salir. La velocidad con la que lo haga depende de la fricción u oposición del macizo a su salida. Si en el transcurso de este tiempo, otra ola alcanza el dique, se encontrará con que parte de los huecos ya están ocupados, siendo un talud mucho más impermeable y dando lugar a tasas de rebase o valores de ascenso de la lámina por el talud, mucho mayores.

Francobordo

Como ya se comentó en el apartado 4.2.2 *Parámetros que influyen en la determinación del rebase*, el francobordo de mínima estabilidad es el que corresponde al no rebase. Para conocer como afecta una variación del francobordo en el rebase, se han propuesto dos valores de francobordo, 6,3 metros correspondiente a la misma altura que la berma superior ($Rc/H = 0,9$) y 7 metros ($Rc/H = 1$).

Los gráficos que se muestran a continuación en las Figura 24, 25 y 26 se han realizado para una cota = 1 y porosidad del manto principal del 40 %.

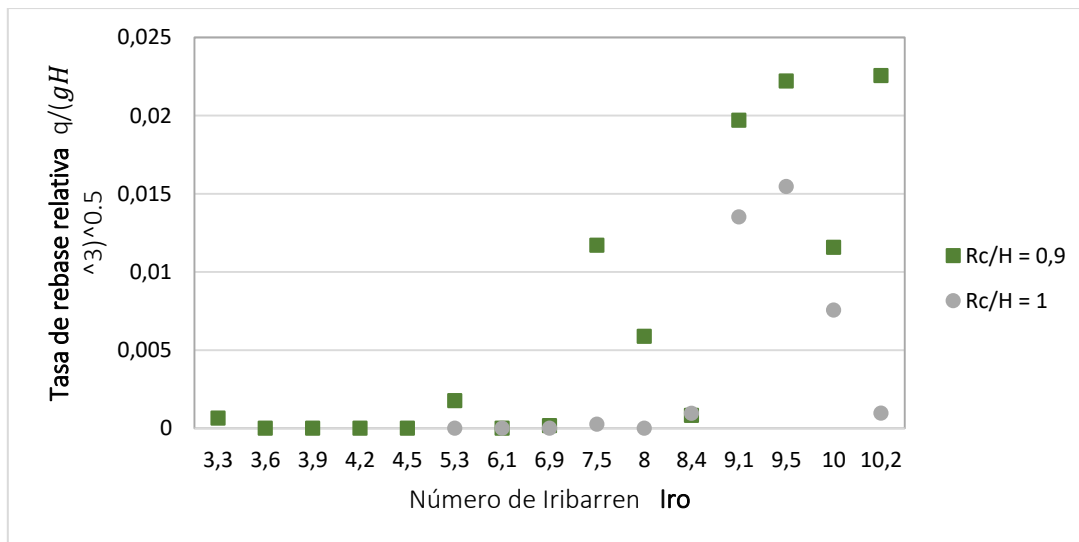


Figura 24 Tasa de rebase relativa en función del número de Iribarren para dos valores de francobordo

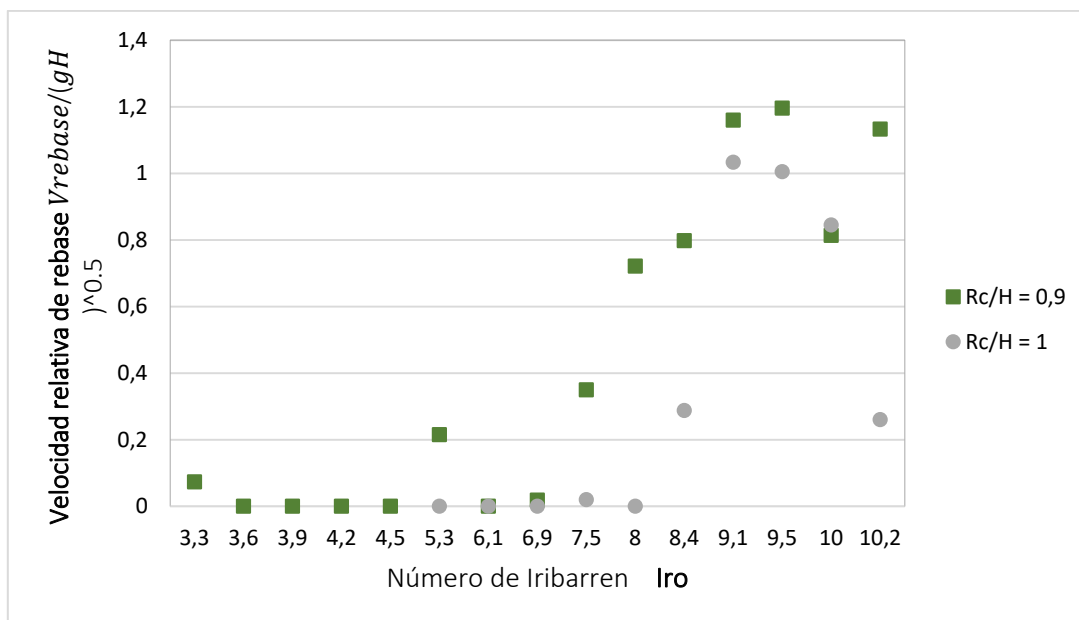


Figura 25 Velocidad relativa de rebase en función del número de Iribarren para dos valores de francobordo

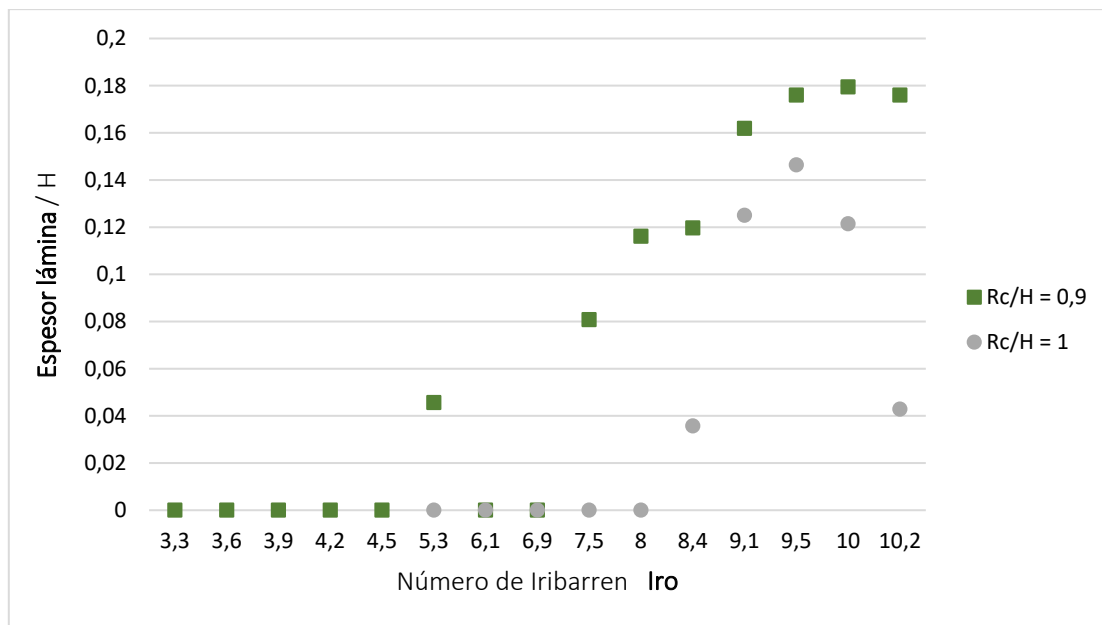


Figura 26 Espesor de la lámina de agua en función del número de Iribarren para dos valores de francobordo

Se observa que la tasa de rebase, velocidad y espesor de la lámina de agua es sustancialmente mayor para el caso de menor francobordo, para las 3 magnitudes consideradas. La diferencia de francobordo se traduce en una mayor dificultad de la lámina de agua para ascender el talud y conseguir rebasar. En nuestros resultados se observa que los rebases para un francobordo de 6,3 metros comienzan en un $Iro = 5,3$ y para un francobordo de 7 metros, en $Iro = 8,4$.

Si comparamos los resultados obtenidos para un $Iro = 10,2$, la lámina de agua se reduce de unos 1,232 metros de espesor a 30 cm al haber aumentado 70 cm de francobordo. Por su parte, la tasa de rebase se reduce de $1,307 \text{ m}^3/\text{s} \cdot \text{ml}$ a $0,06 \text{ m}^3/\text{s} \cdot \text{ml}$ y la velocidad cambia de $9,38 \text{ m/s}$ a $2,16 \text{ m/s}$.

5.5 Conclusiones

A la vista de los resultados obtenidos en el apartado anterior, se pueden realizar las siguientes conclusiones:

- El rebase no ocurre para todos los números de Iribarren observados. Números de Iribarren menores que 3 corresponden con roturas tipo Decrestamiento o Voluta que no se propagan con la suficiente energía como para que su ascenso por el talud consiga rebasar el dique.
- Al aumentar el parámetro de rotura, disminuye la influencia que el ángulo del talud y la pendiente de la ola tienen sobre el run-up, generándose mayores volúmenes de rebase.
- El ángulo del talud es uno de los parámetros que determinan la estabilidad del dique. Pendientes más tendidas generan mayores tasas de rebase a cambio de aumentar la trabazón entre piezas. Frente a estos dos efectos opuestos, existe un ángulo de talud óptimo establecido en $\cot \alpha = 1,5$.

- La tasa de rebase es mayor de forma general para los casos de menor porosidad (40% frente a 60%). Un talud menos poroso, es más impermeable y su capacidad para disipar energía es menor, por lo que el volumen de rebase aumenta. Sin embargo, en algunos casos, la fricción entre las piezas del manto es elevada y el agua que ocupa los huecos hace de pared impermeable, dando lugar a tasas de rebase mayores para mayores porosidades.
- El francobordo es el parámetro más determinante en los resultados obtenidos. Con 70 cm de aumento del espaldón respecto a la berma superior se consigue reducir notablemente el volumen de rebase. De esta manera, disminuye la estabilidad del talud principal al estar más solicitado y también lo hace la estabilidad superestructura al deslizamiento y vuelco. En cambio, la estabilidad del talud interior aumenta.

6 ESTUDIO DE REBASE Y ANALISIS DE LAS CARGAS EJERCIDAS SOBRE EL PÓRTICO ADYACENTE AL PANTALÁN DE REPSOL EN EL PUERTO DE LANGOSTEIRA

6.1 Introducción

El estudio de rebase realizado en el apartado anterior tenía como objetivo relacionar las variables de diseño de un dique con su rebasabilidad. En el presente capítulo, se propone una aplicación práctica de un caso de estudio para el pantalán de REPSOL del puerto de Langosteira (A Coruña). A partir de la caracterización de los eventos de rebase en la zona obtenidos a través de un modelo numérico, se realizará un análisis de las cargas ejercidas sobre un pórtico de reciente construcción.

6.2 Antecedentes

El proyecto del Nuevo Puerto Exterior de A Coruña nace en el año 1995, cuando se pone de manifiesto la necesidad en Galicia de un puerto preparado para acoger barcos en situaciones de emergencia. Eran varios los desastres que teñían sus costas y el Puerto Interior de A Coruña, con su limitación de espacio y cercanía al centro urbano, hizo necesario buscar una alternativa de puerto para la ciudad.

Se recuerdan accidentes como el del buque tanque Urquiola, cuando en 1976 chocó con unas agujas en el canal norte de acceso al puerto de A Coruña, vertiendo más de cien mil toneladas de crudo. En 1992 el buque Mar Egeo, en su aproximación al puerto, se precipitó contra Punta Herminia, frente a la Torre de Hércules, vertiendo en este caso ochenta mil toneladas de crudo ligero, la segunda marea negra.

Sin embargo, no fue hasta el 2002, cuando un último accidente forzó a considerar la construcción de un nuevo puerto. El 13 de noviembre de 2002, un petrolero procedente de San Petersburgo llegaba a las costas de Galicia cargado con 77.000 toneladas de fuel ruso. El buque petrolero, que había sido verificado positivamente por las oficinas de América del Norte y de Francia, se accidentaba frente a la Costa de la Muerte, agrietándose el casco y favoreciendo la entrada de agua en dos tanques de estribor. Aunque se intentó alejar el buque lo más lejos de la costa, el Prestige se hundía tras 6 días de rumbo errático el 19 de noviembre a unos 250 km de la costa (Figura 20). El derrame de petróleo afectaría a más de 2000 km de costa española, francesa y portuguesa, convirtiéndose en una de las catástrofes medioambientales más grandes de la historia de la contaminación.



Figura 27. El petrolero Prestige, partido en dos, a 250 kilómetros de la costa gallega, en aguas del Atlántico. (Fuente: www.elpais.com)

En 1997, la Autoridad Portuaria de A Coruña había propuesto Punta Langosteira (Arteixo) como localización de un nuevo Puerto Exterior para A Coruña, presentando un anteproyecto de casi 331 millones de euros. La Dirección General de Costas emitía en 1999 un primer informe desfavorable de impacto ambiental, asegurando que se causaría una importante agresión al ecosistema litoral de la zona. Además, las severas condiciones meteorológicas-marinas y los altos costes previstos llevaron a las Autoridades portuarias españolas a impulsar una reconsideración del proyecto.

Este proyecto se rescataría en 2002, tras la marea negra del Prestige. El nuevo proyecto de Punta Langosteira se propone en el Consejo de Ministros celebrado en A Coruña en enero de 2003, apareciendo como una posibilidad de desarrollo económico para la zona.

En febrero de 2004 la Autoridad Portuaria saca a concurso las obras de Punta Langosteira. Desde mediados de ese año comienza un largo proceso de solicitud de fondos y negociación sobre la financiación del proyecto a la Unión Europea (UE). En diciembre de 2004, la Autoridad Portuaria celebra un Consejo de Administración en el que los representantes del Estado dan el visto bueno a la adjudicación de las obras, incluyendo la adjudicación de las denominadas FASE I y FASE II. La construcción sería financiada por la UE en un tercio del presupuesto, y la cantidad restante sería aportada por el Ministerio de Fomento, Puertos del Estado, los Ayuntamientos de A Coruña y Arteixo, y la Xunta de Galicia.

El proyecto se adjudica a la UTE formada por Dragados, Sato (Grupo OHL), Copasa y Drace (también de ACS), firmando el contrato en febrero de 2005 por 429 millones de euros, iniciándose los trabajos a principios de abril de ese año con un plazo de ejecución de seis años y medio.

6.3 Localización

El Puerto Exterior de A Coruña (Galicia) (Figura 21) se ubica en el municipio de Arteixo (A Coruña) entre Punta Langosteira al Este y a Punta do Pelón, al Oeste, a unos 7 km al suroeste del caso urbano de la ciudad de A Coruña, en las inmediaciones del polígono de Sabón y de la población de Suevos y a unos 20 km del puerto exterior de Ferrol.

Este nuevo Puerto Exterior comprende un área terrestre de una superficie aproximada de 3,5 km x 1,5 km y un área marítima de 3,5 km x 3,0 km, lo que duplica la superficie actual de la dársena interior. En la Figura 22 se aprecia la localización de Punta Langosteira frente al Puerto Interior.



Figura 28. Localización de A Coruña en España (Fuente: Diques de abrigo en los puertos de interés general del Estado. Años 1986-2011)



Figura 29. Puerto Exterior e Interior de A Coruña (Fuente: www.puertocoruna.com con edición propia)

A menos de 10 millas del Puerto Exterior de Ferrol, la gran superficie de almacenamiento y manipulación con la que cuenta, ha posibilitado la especialización del puerto de A Coruña en el movimiento de tráfico energético y otros graneles, tanto líquidos como sólidos. Además, se están acometiendo progresivamente los traslados de la dársena interior al puerto exterior. Por este motivo, la Autoridad Portuaria está orientada a posicionar el nuevo puerto como plataforma logística mundial en determinados sectores, a través de la captación de inversiones privadas y creación de nuevos espacios en el puerto.

Sin embargo, el Puerto Exterior es actualmente polémico por otras causas. En septiembre de 2012 entraron en funcionamiento las instalaciones del puerto con un coste total 773 millones de euros. Lejos de haber amortizado la inversión, la ocupación actual es del 10% y con ello la presión

generada por la deuda de Punta Langosteira sigue creciendo. La consejería de Infraestructuras y el gobierno local de A Coruña exigen al Estado que condone la deuda, al igual que hacía con el Consorcio Valencia 2007 cuando se construían las infraestructuras de la Copa América y la Fórmula 1. Mientras continúa el polémico debate, se buscan soluciones alternativas que no lleven a la privatización de los muelles.

6.4 Descripción de las obras del Puerto Exterior

Tras la licitación del proyecto de construcción en 2004, el proyecto de las Nuevas Instalaciones Portuarias en Punta Langosteira se construye en dos fases. El dimensionamiento de las infraestructuras y los espacios portuarios se realizó con el objetivo de satisfacer la demanda de servicios y las necesidades del transporte marítimo de los próximos 50 años.

En la primera fase (Fase I) se ejecutó:

- Un dique de abrigo de 3.360 de longitud en tres alineaciones, hasta 40 m de profundidad, protegido con bloques de 150 t con talud 2:1, bajo el cual se disponen dos capas de filtro, una de escollera de 1 t y otra de bloques de hormigón de 15 t, que apoyan sobre un núcleo de todo uno de cantera y un espaldón a la cota +25 m. (Figura 24)
- Un contradique en talud, perpendicular a la costa, que sobresale 215 m desde la alineación del cierre de la explanada Sur, con protección de escollera entre 2 t. y 6 t.
- Un muelle de 900 m de longitud (Figura 23)
- La generación, mediante desmontes y rellenos, de una explanada portuaria de 150 Ha
- La carretera de acceso al polígono industrial de Sabón, existente en las proximidades.

En la Fase II del Proyecto se recogió la construcción de:

- Un martillo de 391 m de longitud y sección vertical, que en su lado interior servirá también como atraque para petroleros (Figura 23)
- Las operaciones necesarias para llevar a cabo la restauración de los desmontes ejecutados.
- La dársena así conformada tendrá una superficie de 230 Ha de agua abrigada y contará con 150 Ha de explanadas, de las cuales 91 habrán sido terrenos ganados al mar.

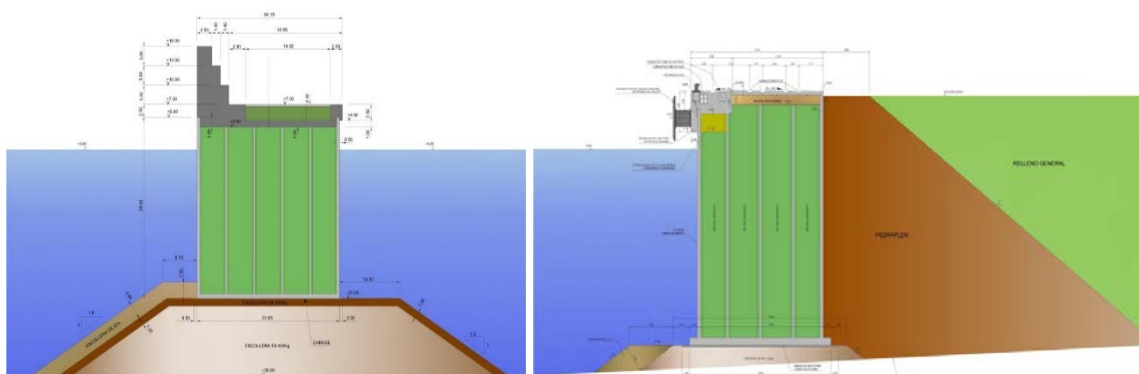


Figura 30. Sección tipo martillo y sección tipo muelle respectivamente (Fuente: www.puertocoruna.com)

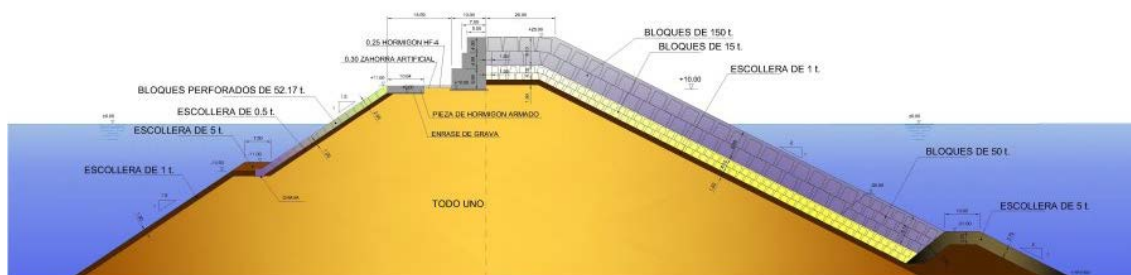


Figura 31. Sección tipo dique del Puerto Exterior (Fuente: www.puertocoruna.com)

La zona de atraque de petroleros presenta un calado de 24,5 metros, y el área donde operan los demás cargueros una profundidad de entre 16 y 22 metros. La plataforma portuaria de punta Langosteira dispone de 143,50 ha de explanada, de las que más de 90 ha son ganadas al mar y las restantes proceden de desmontes.

En el puerto se ubican tres pantalanés con 10 puntos de atraque, que posibilitan la llegada de buques VLCC (Very Large Crude Carrier). Las instalaciones tienen una capacidad de atraque de hasta cuatro petroleros simultáneamente, pudiendo atender unos 8 millones de toneladas de graneles líquidos.

Sin embargo, no todo son condiciones idóneas. La localización del nuevo Puerto Exterior en el mar Atlántico, sufre fuertes oleajes y temporales provenientes del norte de Europa. Con olas que alcanzan los 16 metros con asiduidad, el rebase es inevitable para un dique de las características anteriormente descritas. Cuando finalizó la construcción de las obras previstas en la Fase I y Fase II, se dieron cuenta de que los grandes volúmenes de agua que sobrepasaban la coronación del dique chocaban bruscamente con las tuberías que transportaban el crudo de los buques a la terminal petrolera. Por este motivo, fue necesario llevar a cabo la construcción de una galería de hormigón anexa al dique que resguardara las tuberías del impacto de las olas. Las figuras 27 y 28 muestran las imágenes de la galería ya construida.

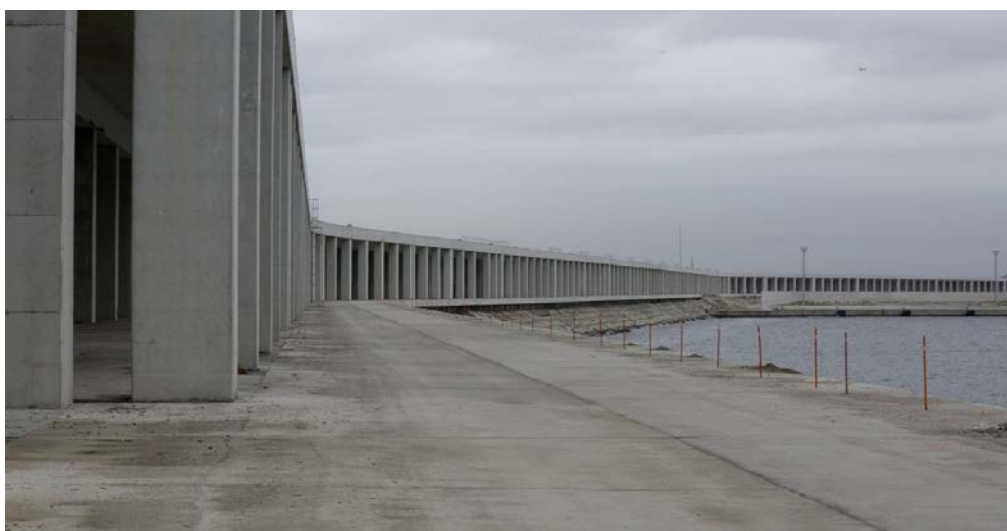


Figura 32. Galería de tubería y carretera hacia la plataforma (Fuente: www.lavozdegalicia.es)

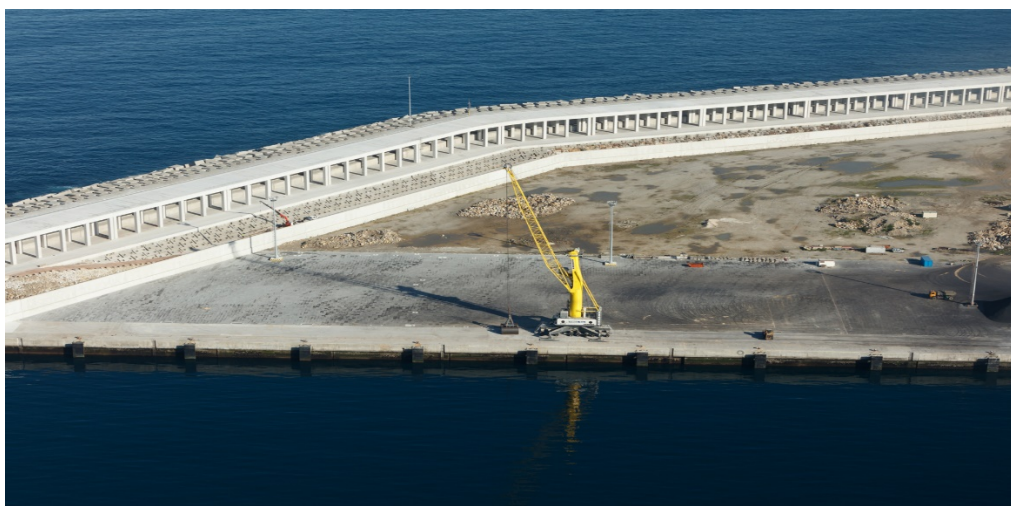


Figura 33. Galería de tuberías del dique de abrigo. Noviembre de 2016 (Fuente: www.puertocoruna.com)

Mientras se llevaban a cabo las obras, algunos técnicos ya adelantaban que, debido a la agitación de las aguas, Langosteira debería permanecer inoperativo un número indeterminado de días al año. En 2010, el temporal Becky ocasionaba daños graves en el dique principal, retrasando el tiempo de ejecución de obra. No obstante, la operatividad del puerto nunca ha cesado.

6.5 Repsol y el poliducto

El puerto interior de A Coruña mueve anualmente entre 6 y 8 millones de toneladas de crudo y productos derivados. Estos graneles líquidos tienen por destino la Refinería de Repsol en la ciudad. En torno al 60% del tráfico portuario total se relaciona con la actividad de la terminal petrolera en la dársena interior. Los hidrocarburos se bombean a través de un viejo poliducto existente atravesando el subsuelo de la ciudad.

Se espera que Repsol Petróleo libere en el puerto interior, en una primera fase de su traslado, una superficie de 26.397 m², correspondiente básicamente al área actual de almacenamiento de crudos y de azufre. Para que la petrolera pueda instalarse en el nuevo puerto Exterior, se han invertido 27,1 millones en la construcción de un nuevo poliducto que conecte la refinería con Punta Langosteira. Desde marzo de 2018, Repsol ya puede iniciar la obra tras completar los trámites La Xunta. Esta obra consistirá en la instalación de 11 tubos, más uno de reserva, con una longitud total de alrededor de 4,2 kilómetros.

En la Figura 29 se muestran las zonas del puerto y la localización del pantalán y espacio portuario que ocupará Repsol una vez se instale en Langosteira, y en la Figura 30 un esquema del proyecto de ejecución del nuevo poliducto.



Figura 34 Zonas del puerto Exterior de A Coruña (Fuente: Autoridad Portuaria de A Coruña con edición propia)

Así será el trazado del poliducto



Figura 35. Trazado del nuevo poliducto que conectará Punta Langosteira con la refinería de Repsol (Fuente: www.lavozdegalicia.es)

6.6 Descripción del modelo numérico

6.6.1 Descripción general del dique

En el presente estudio, se va a analizar el comportamiento a rebase del dique adyacente al pantalán de Repsol. Los más de 3 kilómetros de dique de abrigo se dividen en 7 tramos a partir de 3 alineaciones. En la Figura 36 se muestra la localización del dique de estudio correspondiente al Tramo 5.



Figura 36 Situación Tramo 5 de Punta Langosteira (Fuente: Diques de abrigo en los puertos de interés general del estado. Años 1986 - 2011)

En la Figura 37 se presentan los criterios de diseño que se definieron para la construcción del dique y otros datos geométricos y técnicos a partir de los cuales se generará el modelo numérico en el IH2VOF. La Figura 38 presenta el esquema del dique en talud correspondiente al Tramo 5.

DATOS GEOMÉTRICOS		DATOS DEL MANTO PRINCIPAL	
Longitud del tramo correspondiente a la sección tipo (m)	943	Tipo de pieza	Bloques
Profundidad máxima del fondo marino respecto a la BMVE (m)	40	Peso (t)	150,00 / 50,00
Profundidad mínima del fondo marino respecto a la BMVE (m)	35	Dimensiones lxbxh (m)	4x4x4 / 2,77x2,77x2,77
DATOS GEOTÉCNICOS		Peso específico (t/m ³)	2,35
Naturaleza del fondo marino	Arenas sobre roca	Talud	2H/1V
CRITERIOS DE DISEÑO		Nº de capas	2
Vida útil (años)	50	Cota superior del manto (m)	25,00
Periodo de retorno T (años)	140	Anchura en coronación del manto (m)	20,00
Criterios de avería	Inicio de averías	Cota inferior del manto (m)	-20,00 / -31,00
Altura de ola significativa H _{1/3} (m)	15,00	DATOS DE LA BERMA DE APOYO DEL MANTO PRINCIPAL	
Periodo de pico T _p (s)	20	Tipo de las piezas	Escollera
Incendencia de oleaje	Normal	Peso (t)	5,00
Altura de ola de diseño H _d (m)		Talud	2H/1V
MÉTODOS DE VERIFICACIÓN DE LA SECCIÓN		Cota de coronación (m)	-31,00
Fórmulas matemáticas		Anchura de coronación (m)	10,00
Modelos numéricos	X	DATOS DEL ESPALDÓN	
Ensayos en modelo físico	X	Cota de coronación (m)	25,00
		Cota de cimentación (m)	10,00
		Experiencia de rebasabilidad: rebasable, poco o irrebasable	Rebasable

Figura 37. Datos de diseño del Tramo 5 de Punta Langosteira (Fuente: Diques de abrigo en los puertos de interés general del estado. Años 1986 - 2011)

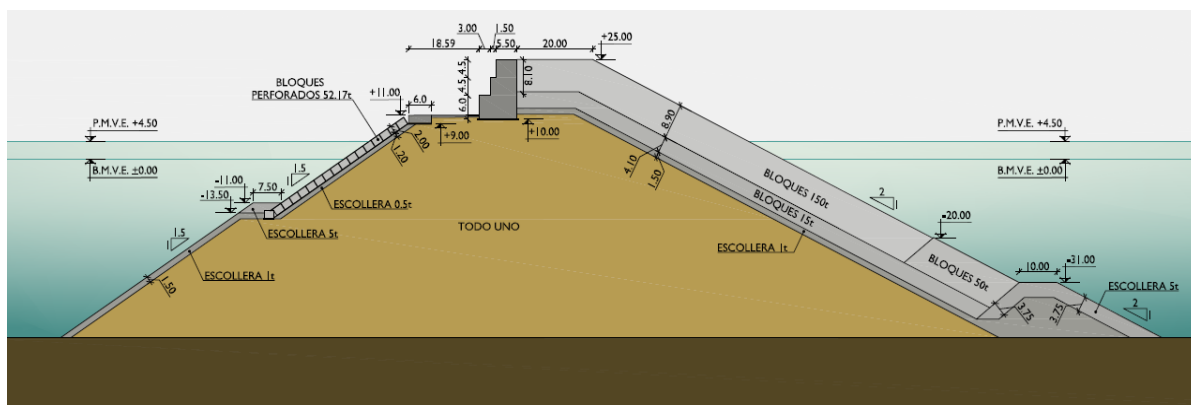


Figura 38. Geometría de la sección tipo G-07.1.1.5T del Tramo 5 del Punta Langosteira (Fuente: Diques de abrigo en los puertos de interés general del estado. Años 1986 - 2011)

A la geometría anterior hay que añadirle la construcción del pórtico (galería de tuberías) que recorre toda la longitud del dique de abrigo. Aunque no contamos con los datos de diseño del pórtico, se ha definido una geometría similar a partir de imágenes como la de la Figura 32. El primer paso para el diseño del pórtico es determinar a qué lado lo asociamos, si al propio dique o a la parte abrigada. Como queremos estudiar su comportamiento como parte de la estructura del dique que está sometida a unas cargas, se ha asociado al propio dique, con lo que el diseño del mismo debería hacerse según las indicaciones de la ROM para obras de protección o de abrigo. En las Figuras 39 y 40 se muestran los valores de vida útil y probabilidad conjunta de fallo para el diseño del nuevo pórtico. Para una vida útil de 50 años y una probabilidad de fallo del 10 %, el diseño del pórtico debería hacer para un periodo de retorno de cerca de 400 años. Como no es viable, se ha optado por definir una vida útil de 140 años.

Figura 2.2.33. IRE, ISA y vida útil mínima en función del tipo de área abrigada

TIPO DE ÁREA ABRIGADA O PROTEGIDA			ÍNDICE IRE ⁷		VIDA ÚTIL MÍNIMA (V _m) ⁷ (años)
ÁREAS PORTUARIAS	PUERTO COMERCIAL	Puertos abiertos a todo tipo de tráficos	r ₃	Alto	50
		Puertos para tráficos especializados	r ₂ (r ₃) ¹	Medio (alto) ¹	25 (50) ¹
	PUERTO PESQUERO		r ₂	Medio	25
	PUERTO NAÚTICO-DEPORTIVO		r ₂	Medio	25
	INDUSTRIAL		r ₂ (r ₃) ¹	Medio (alto) ¹	25 (50) ¹
	MILITAR		r ₂ (r ₃) ²	Medio (alto) ²	25 (50) ²
	PROTECCIÓN DE RELLENOS O DE MÁRGENES		r ₂ (r ₃) ³	Medio (alto) ³	25 (50) ³
	ÁREAS LITORALES	DEFENSA ANTE GRANDES INUNDACIONES ⁴		r ₃	Alto
PROTECCIÓN DE TOMA DE AGUA O PUNTO DE VERTIDO		r ₂ (r ₃) ⁵	Medio (alto) ⁵	25 (50) ⁵	
PROTECCIÓN Y DEFENSA DE MÁRGENES		r ₁ (r ₃) ⁶	Bajo (alto) ⁵	15 (50) ⁷	
REGENERACIÓN Y DEFENSA DE PLAYAS		r ₁	Bajo	15	

Figura 39. IRE, ISA y vida útil mínima en función del tipo de área abrigada (Fuente: Figura 2.2.33.de la ROM 1.0-09 con edición propia)

Figura 2.2.34. ISA y probabilidad conjunta de fallo para ELU y $p_{f,EL}$

TIPO DE ÁREA ABRIGADA O PROTEGIDA				ÍNDICE ISA	P _{f,ELU}	P _{f,EL}	
ÁREAS PORTUARIAS	COMER-CIAL	Con zonas de almacenamiento u operación de mercancías o pasajeros adosadas al dique ¹	Mercancías peligrosas ²	s ₃	Alto	0.01	0.07
			Pasajeros y Mercancías no peligrosas ¹	s ₂	Bajo	0.10	0.10
		Sin zonas de almacenamiento u operación de mercancías o pasajeros adosadas al dique		s ₁	No significativo	0.20	0.20
	PESQUERO	Con zonas de almacenamiento u operación adosadas al dique		s ₂	Bajo	0.10	0.10
		Sin zonas de almacenamiento u operación adosadas al dique		s ₁	No signif.	0.20	0.20
	NÁUTICO-DEPORT.	Con zonas de almacenamiento u operación adosadas al dique		s ₂	Bajo	0.10	0.10
		Sin zonas de almacenamiento u operación adosadas al dique		s ₁	No signif.	0.20	0.20
	INDUS-TRIAL	Con zonas de almacenamiento u operación de mercancías o pasajeros adosadas al dique ¹	Mercancías peligrosas ²	s ₃	Alto	0.01	0.07
			Mercancías no peligrosas	s ₂	Bajo	0.10	0.10
		Sin zonas de almacenamiento u operación de mercancías o pasajeros adosadas al dique		s ₁	No significativo	0.20	0.20
MILITAR	Con zonas de almacenamiento u operación adosadas al dique ¹		s ₃	Alto	0.01	0.07	
	Sin zonas de almacenamiento u operación adosadas al dique		s ₁	No signif.	0.20	0.20	
PROTEC-CIÓN *	Con zonas de almacenamiento adosadas al dique ¹	Mercancías peligrosas ²	s ₃	Alto	0.01	0.07	
		Mercancías no peligrosas	s ₂	Bajo	0.10	0.10	
ÁREAS LITORALES	DEFENSA ANTE GRANDES INUNDACIONES ³			s ₄	Muy alto	0.0001	0.07
	PROTECCIÓN DE TOMA DE AGUA O PUNTO DEVERTIDO			s ₂ (s ₃) ⁴	Bajo (alto) ⁴	0.10 0.0001	0.10 0.07
	PROTECCIÓN Y DEFENSA DE MÁRGENES			s ₂ (s ₄) ⁵	Bajo (muy alto) ⁵	0.10 0.0001	0.10 0.07
	REGENERACIÓN Y DEFENSA DE PLAYAS			s ₁	No signif.	0.20	0.20

Figura 40. ISA y probabilidad conjunta de fallo para ELU y $p_{f,EL}$ (Fuente: Figura 2.2.34 de la ROM 1.0-09 con edición propia)

6.6.2 Descripción modelo IH2VOF

6.6.2.1 Dominio

El primer paso para generar el mallado es definir las dimensiones del dominio. Se necesita la longitud y la altura del área en el que se definirá el mallado. Los tres casos planteados tienen la misma geometría por lo que nos servirán los mismos inputs de dominio y mallado.

Al tratarse de oleaje irregular, existirá una longitud de onda distinta por cada par de olas que incidan en el talud del dique. Como ya se comentó en el capítulo anterior, se recomienda una longitud previa al dique de entre 1,2 y 1,5 veces la longitud de onda. La longitud del dique es de algo más de 270 metros y se ha propuesto una longitud previa de 500 metros que asegure que el dominio de definición incluye la propagación del frente de olas y los procesos que se producen durante el mismo. Así, tenemos una longitud total de dominio de 775 metros. La zona posterior al dique no se ha incluido en el dominio por no tener especial interés en el estudio del rebase.

En cuanto a la altura del dominio, la cota de coronación del dique es de 65 metros (+25 m desde el nivel medio del mar). Como se esperan fenómenos de rebase, se ha establecido en 80 metros la variable Y del dominio.

6.6.2.2 Geometría

Al igual que ocurriría con el estudio de rebase para los casos generales de dique en talud, se ha tomado una batimetría horizontal por simplicidad, con lo que los únicos obstáculos serán el espaldón y el pórtico del dique. En la Figura 27 se mostraba la geometría en plano de la sección tipo del dique que será la que introduzcamos en la interfaz del coral. Para la definición del pórtico se han tomado unos valores que cuadren con las dimensiones de la carretera de acceso y que se muestran en la Figura 37.

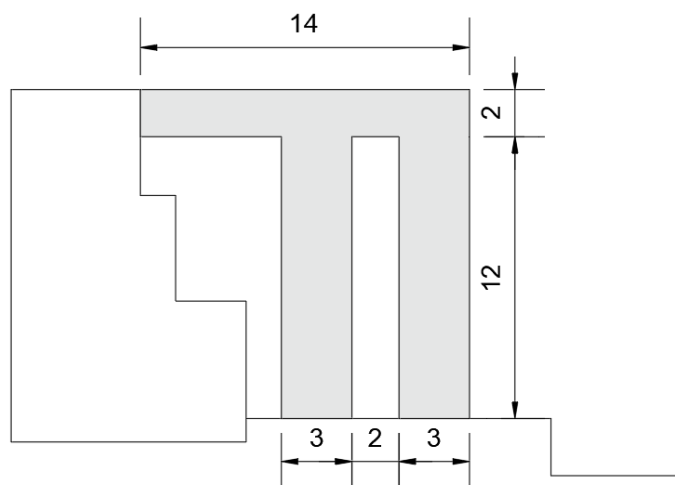


Figura 41 Geometría del pórtico que se ha introducido en el coral (Cotas en m)

La pendiente del talud en el plano es de 2H/1V y será la que se introduzca en el modelo para ejecutar los casos. No obstante, hay que tener en cuenta que esta pendiente no es siempre la misma, haciendo más tendida a medida que el oleaje desplaza los bloques de la parte superior (por extracción o compactación), deformando el perfil original. Por este motivo, la pendiente actual de Punta Langosteira será inferior a la pendiente teórica con la que trabajaremos.

Otra magnitud que se desconoce actualmente es la porosidad del manto. Se sabe que la colocación de las piezas es bastante compacta, pero para poder estimar un valor próximo al que realmente existe se han realizado varias simulaciones con distintas porosidades para el manto principal y secundarios. En la Tabla 12 se muestran los valores de las porosidades elegidas y el número de eventos de rebase.

	Bloques externos	Bloques internos	Escollera	Todo uno	Bloques perforados	Número de eventos de rebase
Sim. 1	55	50	50	30	50	0
Sim. 2	45	40	40	20	40	0
Sim. 3	40	35	35	20	35	0
Sim. 4	35	30	30	20	30	1
Sim. 5	30	25	25	20	25	4

Tabla 12 Valores de las porosidades seleccionadas para cada simulación de prueba y número de eventos de rebase

Finalmente, el valor de la porosidad seleccionado para nuestro estudio ha sido el correspondiente a la simulación de prueba 5. Se sabe que, bajo condiciones extremas de oleaje, el dique sufre rebases con frecuencia, por lo que 4 rebases en una longitud de simulación de 1000 segundos (\approx 15 minutos), está en el orden de lo esperado. Los restantes parámetros relativos a la rugosidad, porosidad y fricción se han definido según α igual a 200 (Lara, 2002) y 0,34 para el Coeficiente añadido de masa. El Coeficiente de fricción no lineal β se ha definido según la Tabla 10.

El último parámetro geométrico que queda por definir es el D_{50} . Los valores de peso de las piezas de cada manto los tenemos en plano, la densidad del hormigón armado la tomamos como 2350 kg/m³ y la de la escollera como 2600 kg/m³. A continuación, se muestra la ecuación de cálculo de los lados de las piezas y en la Tabla 13, los valores introducidos en el IH2VOF del parámetro D_{50} .

$$D_{50} = \sqrt[3]{\frac{W_{50}}{\rho_c}}$$

TIPO DE PIEZAS	D_{50} (m)
Bloques 150 t	3,996
Bloques 50 t	2,771
Bloques 15 t	1,855
Escollera 5 t	1,244
Escollera 0,5 t	0,577
Bloques perforados 52,17 t	2,811

Tabla 13 Valores del parámetro D_{50} introducidos en la interfaz del preproceso del IH2VOF para el tramo 5 de Punta Langosteira

Por último, se introduce en el Coral la geometría de la masa de agua. La profundidad mínima del fondo marino respecto a la B.M.V.E (bajamar máxima viva equinoccial) del dique se establece en 35 metros y la máxima en 40 metros. A esta altura de agua hay que sumarle los 4,5 metros hasta la P.M.V.E (pleamar máxima viva equinoccial) correspondiente a la variación del nivel medio del mar debida a la marea astronómica. Respecto a la marea meteorológica, se considera 0,5 metros de posible variación del nivel del mar por tormentas u otros fenómenos adversos. En total, tenemos una masa de agua de 45 metros de altura. En la Figura 42 se muestra el conjunto de elementos introducidos en el coral.

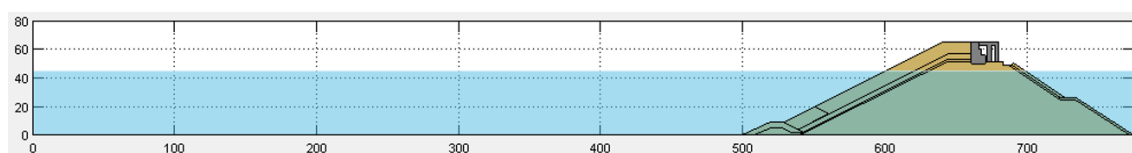


Figura 42 Geometría del dique en el módulo de preproceso

Aunque en el presente estudio no se ha entrado en la influencia que pueda tener la berma en el rebase, su construcción permite aumentar la estabilidad de los mantos sirviéndoles de apoyo. Además, disipa parte de la energía incidente al reducir fondo antes de que el oleaje alcanza el

dique. En nuestra sección tipo del dique de Langosteira, estamos simulando oleaje de una altura de ola significativa de 15 metros, con una altura de berma de 9 metros y anchura hasta la intersección con el manto de aproximadamente 30 metros. Por lo tanto, la influencia que esta pueda tener en el rebase es mínima. Aun así, se ha mantenido en la definición de la geometría del dique.

6.6.2.3 Malla

Al igual que ocurría en las simulaciones anteriores, nos interesa que la zona donde se encuentra el dique sea la de máxima resolución de la malla. Con el fin de queden bien definidos los fenómenos de trepada y rebase. Es por ello, que se ha decidido de igual forma optar por una malla de tamaño de celda variable.

La altura de ola que se va a simular es de 7 metros. El manual de usuario del IH2VOF recomienda al menos 10 celdas por altura de ola. En nuestro caso se ha elegido una altura de celda $\Delta y = 0,25$ y anchura $\Delta x = 0,5$, lo cual no permite obtener una buena discretización cumpliendo con la condición de que $\Delta x < 2,5 \cdot \Delta y$. En la Figura 43 se aprecia la malla generada con un número total de celdas de 1541 en horizontal y 287 en vertical.

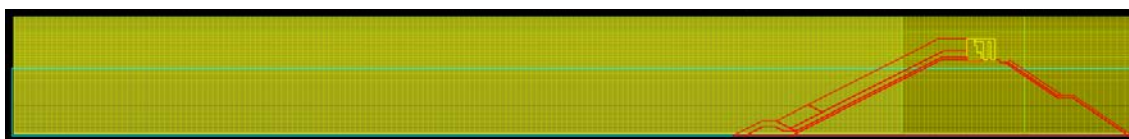


Figura 43 Generación de la malla en el Coral para la geometría del dique de Punta Langosteira

6.6.2.4 Preproceso

Para generar el oleaje irregular que se propagará frente a la estructura, la interfaz de IH2VOF considera un espectro de Jonswap. Los parámetros por defecto son gamma igual a 3,3 y 512 para la frecuencia de componentes. A estos valores se les suma la altura de ola significativa de 15 metros y el periodo de pico de 20 segundos.

Para que las variables estadísticas que se recogen de la serie temporal de oleaje sean lo más acertadas posible, se plantean 4 simulaciones con diferentes series de oleaje, todas ellas creadas a partir de los mismos parámetros del espectro. Para cada caso, se ha definido una longitud de simulación de 1000 segundos. En las Figuras 44, 46 y 48 se muestran los resultados de la generación de las series de oleaje para las tres simulaciones (altura de ola máxima, media, significativa y la raíz de la media de los cuadrados (H_{rms}), periodo medio, significativo y de pico y número de olas generadas). Estos parámetros definen las series irregulares que se muestran en las Figuras 45, 47 y 49 representadas mediante el gráfico de la superficie libre, el histograma para alturas de ola y periodos o el espectro frecuencial del oleaje.

IH-2VOF

Number of waves	63	Hm0 (m)	16.353
Hs (m)	15.383	Hmax/Hs	1.74
Hrms (m)	10.826	etamax/Hmax	0.484
Hmean (m)	9.210	Hmax instant (s)	855.47
Hmax (m)	26.694		
Mean period (s)	15.19		
Significant wave period	20.57	Aprox. n 49	
Peak wave period (s)	20.23		
T(Hmax) (s)	17.14		

Irregular wave serie generated

Start generation Cancel generation Accept

Figura 44 Datos de la serie de oleaje irregular generada para la Simulación 1

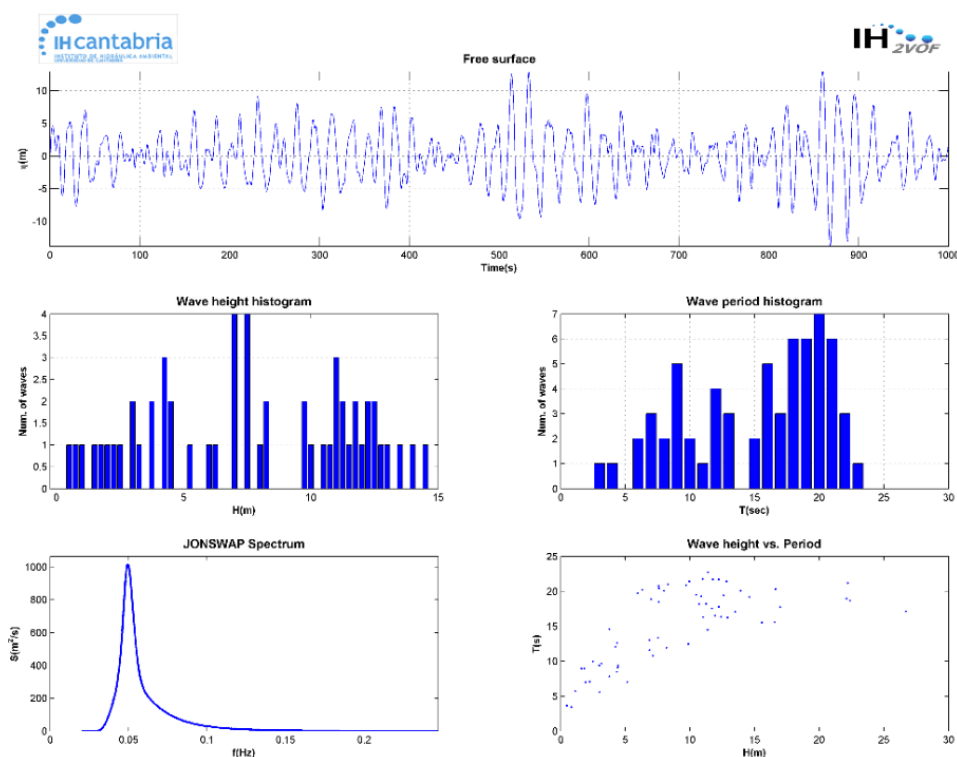


Figura 45 Serie de oleaje irregular para Simulación 1 de duración 1000 s

IH-2VOF

Number of waves	62	Hm0 (m)	17.289
Hs (m)	15.588	Hmax/Hs	1.72
Hrms (m)	10.951	etamax/Hmax	0.557
Hmean (m)	9.472	Hmax instant (s)	548.21
Hmax (m)	26.737		
Mean period (s)	15.63	Aprox. n 173	
Significant wave period	21.21		
Peak wave period (s)	20.23		
T(Hmax) (s)	18.68		

Irregular wave serie generated

Start generation Cancel generation Accept

Figura 46 Datos de la serie de oleaje irregular generada para la Simulación 2

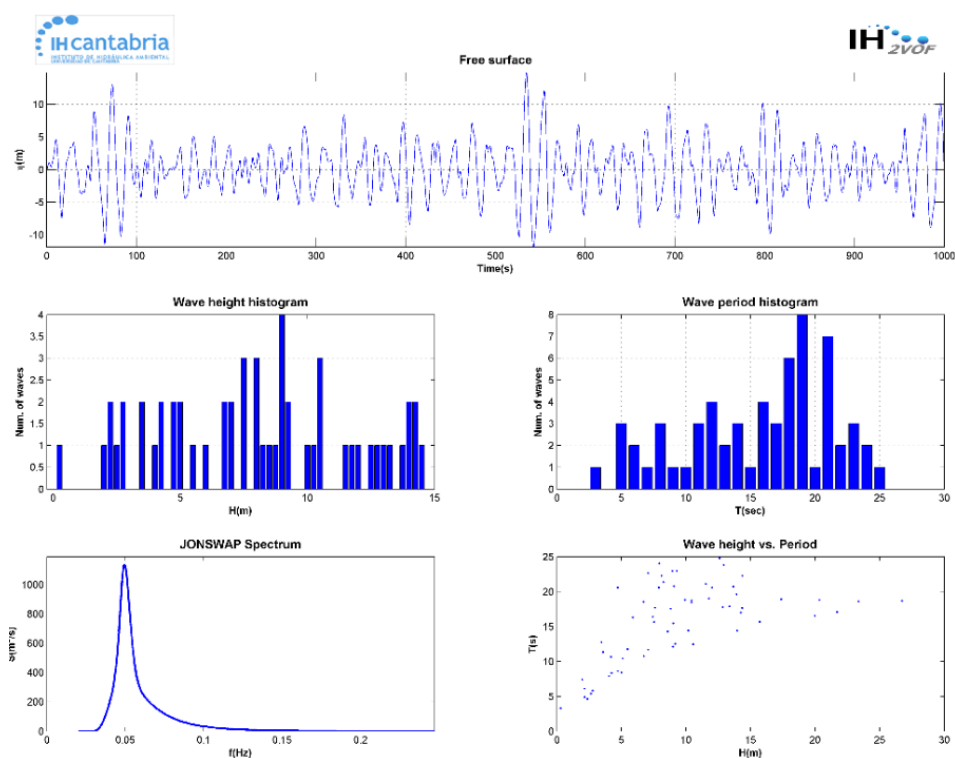


Figura 47 Serie de oleaje irregular para Simulación 2 de duración 1000 s

IH-2VOF

Number of waves	62	Hm0 (m)	16.719
Hs (m)	15.667	Hmax/Hs	1.74
Hrms (m)	11.007	etamax/Hmax	0.451
Hmean (m)	9.503	Hmax instant (s)	896.08
Hmax (m)	27.247		
Mean period (s)	15.72	Aprox. n 133	
Significant wave period	20.91		
Peak wave period (s)	19.50		
T(Hmax) (s)	17.62		

Irregular wave serie generated

Start generation Cancel generation Accept

Figura 48 Datos de la serie de oleaje irregular generada para la Simulación 3

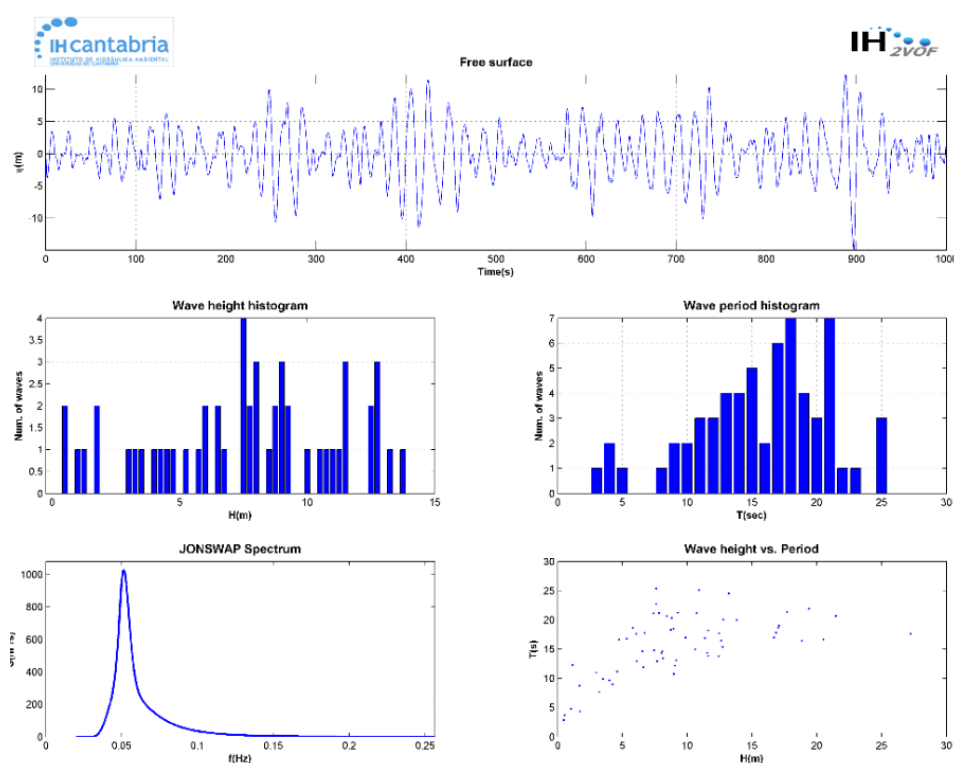


Figura 49 Serie de oleaje irregular para Simulación 3

Una vez definida la geometría de estudio y las condiciones de oleaje para cada uno de los tres casos, se procede a la generación de la pala y la selección de los parámetros del input. En las Figura 52, 53 y 54 se muestran las pantallas de la interfaz del IH2VOF correspondiente al módulo del preproceso para las tres simulaciones.

La evaluación del rebase lleva implícito los procesos de reflexión, transmisión y disipación, así, al igual que ocurriría con los casos ejecutados para oleaje regular sobre dique en talud, la pala seleccionada es la estática y la absorción se considera en ambas caras de la estructura.

Los sensores de superficie libre considerados son los mismos para los tres casos, 3 sensores a lo largo del dominio y uno centrado en la cota superior del espaldón. Los tres primeros sensores se han posicionado de forma orientativa para conocer la evolución de la propagación del oleaje, aunque no serán significantes en nuestro estudio.

Por último, anotar que el dominio elegido para el cálculo del run-up corresponde a la zona de ascenso de la lámina sobre el talud. De especial interés es establecer la zona donde queremos que se estudien las presiones, que es el objetivo final de este estudio. Este dominio se ha centrado en la estructura del espaldón y el pórtico anexo.

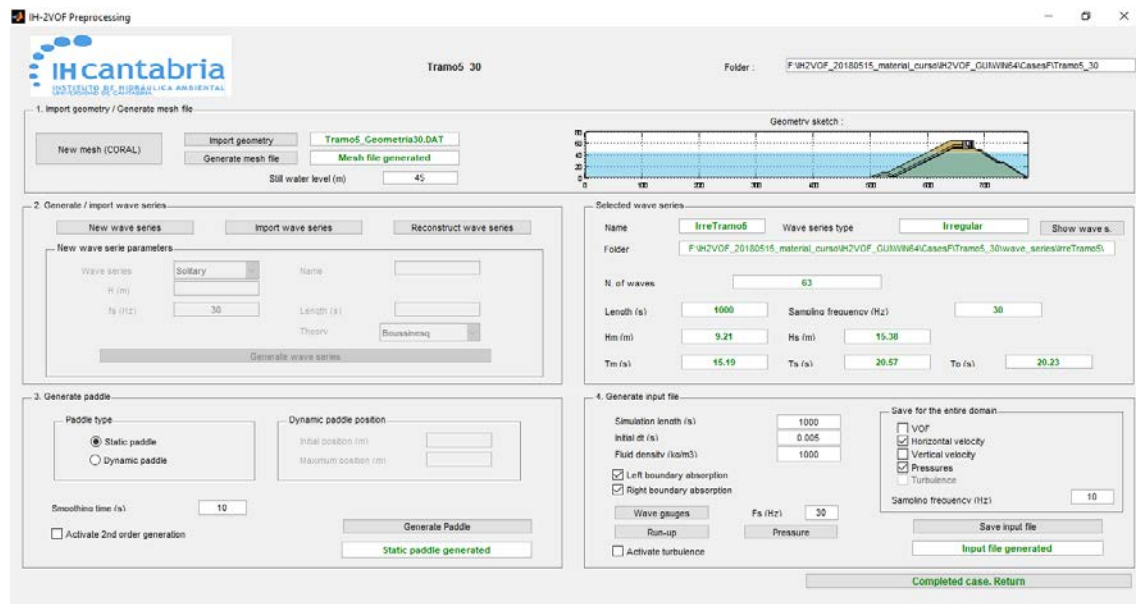


Figura 50 Interfaz gráfica de preprocesado para la Simulación 1

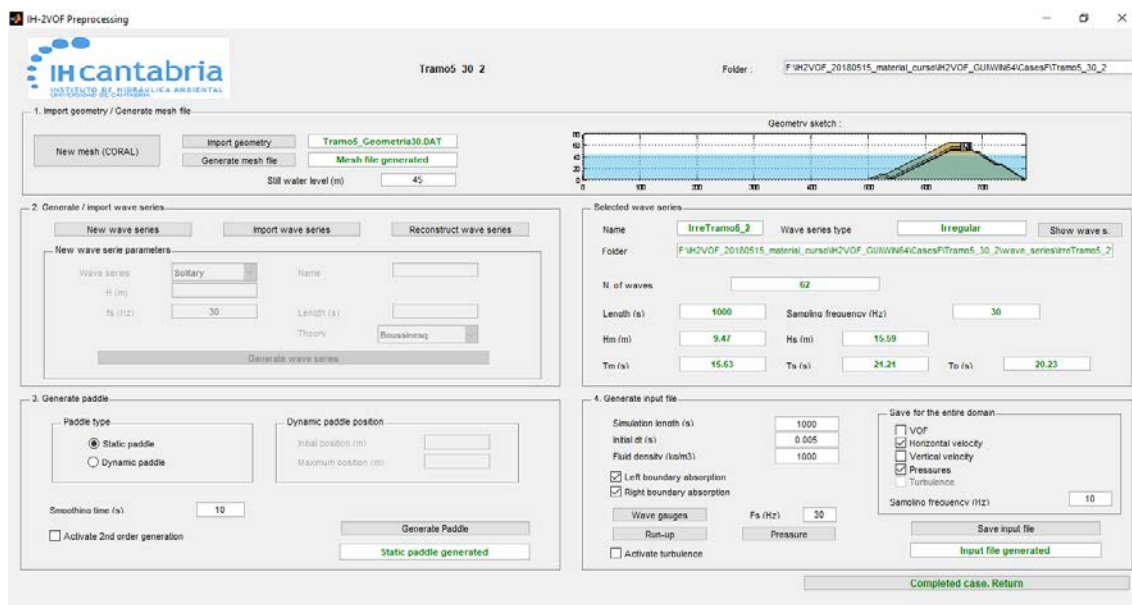


Figura 51 Interfaz gráfica de preproceso para la Simulación 2

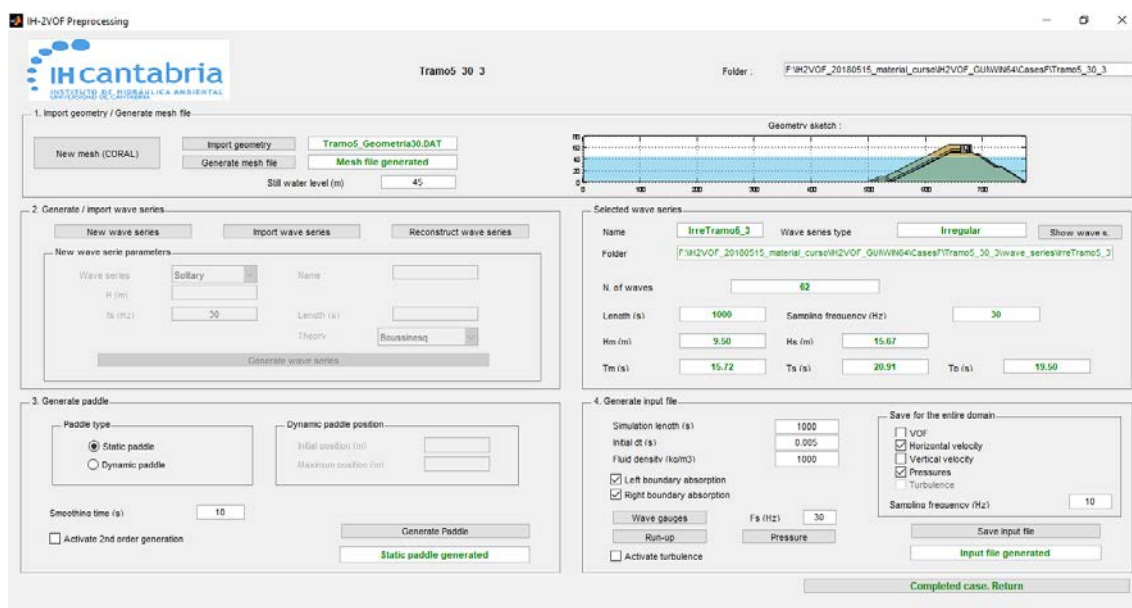


Figura 52 Interfaz gráfica de preproceso para la Simulación 3

6.7 Análisis de los resultados

Una vez ejecutadas las simulaciones de los cuatro casos planteados, se procede a analizar los resultados del postproceso obtenidos con el IH2VOF. Se estudiará por un lado el comportamiento del dique frente al rebase en condiciones de oleaje irregular, apoyándonos para ello, en los resultados obtenidos en las simulaciones del apartado 5.5. Por otro lado, y a partir de la caracterización del rebase obtenida, se realizará un estudio de las fuerzas ejercidas sobre el conjunto espaldón-pértico.

6.7.1 Estudio del rebase

En las Figura 55, 57 y 59, se muestran los resultados del postproceso relativo al run-up para las 3 simulaciones ejecutadas respectivamente. El primer gráfico muestra la evolución del run-up con el tiempo y los otros 2 gráficos muestran, el histograma y la función de distribución acumulativa. Por último, se puede apreciar la “envelope” del run-up o curva que envuelve los valores de run-up máximos, medios y el Ru2%. Por su parte, el postproceso del rebase se muestra en las Figura 56, 58 y 60 donde se representan los eventos de rebase a partir del volumen de rebase acumulado, la tasa de rebase instantánea, el espesor de la lámina de agua que rebase el dique y la velocidad media con la que lo hace.

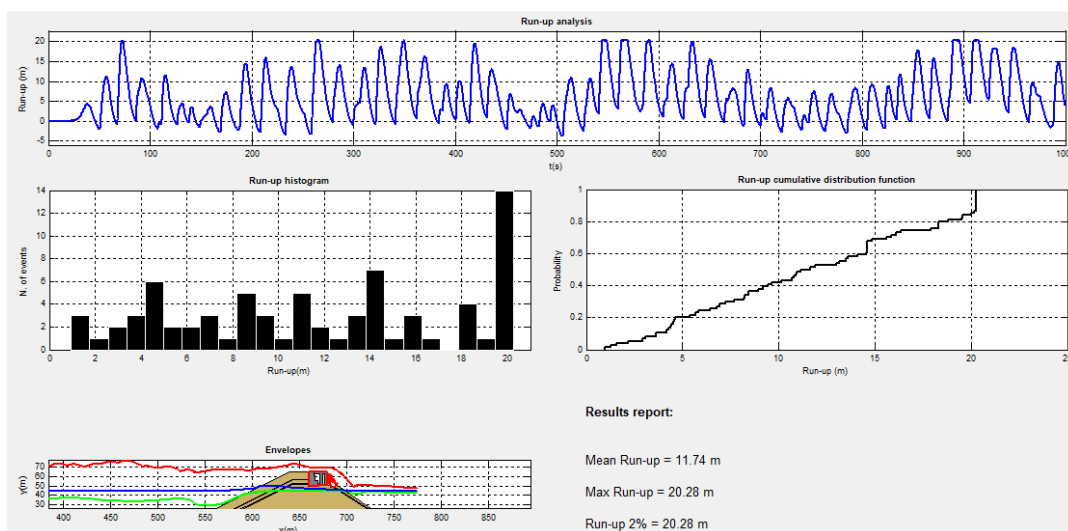


Figura 53 Postproceso del run-up correspondiente a la Simulación 1

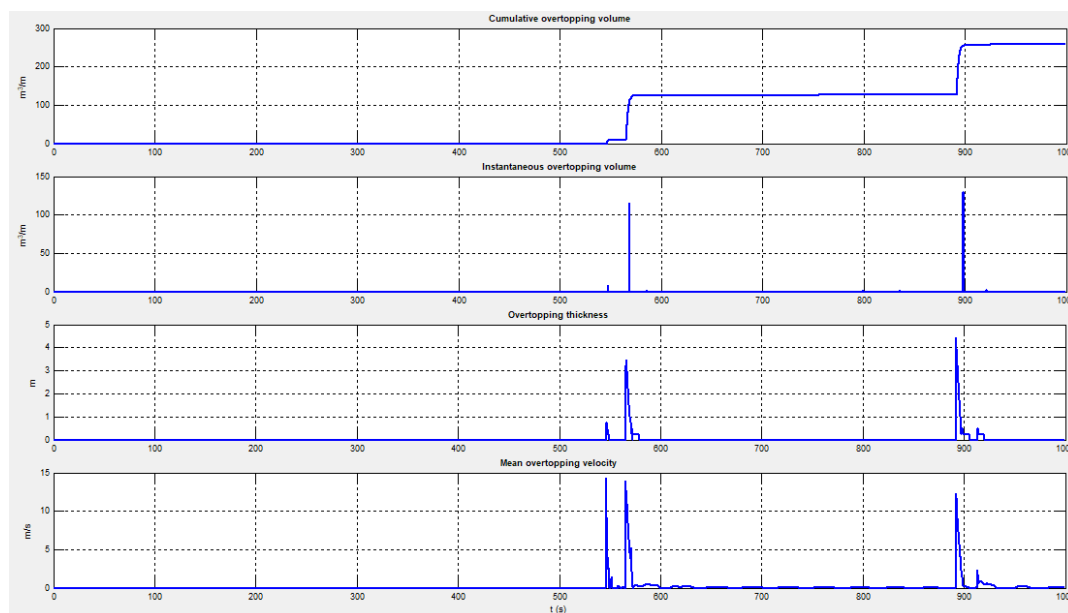


Figura 54 Postproceso del rebase correspondiente a la Simulación 1

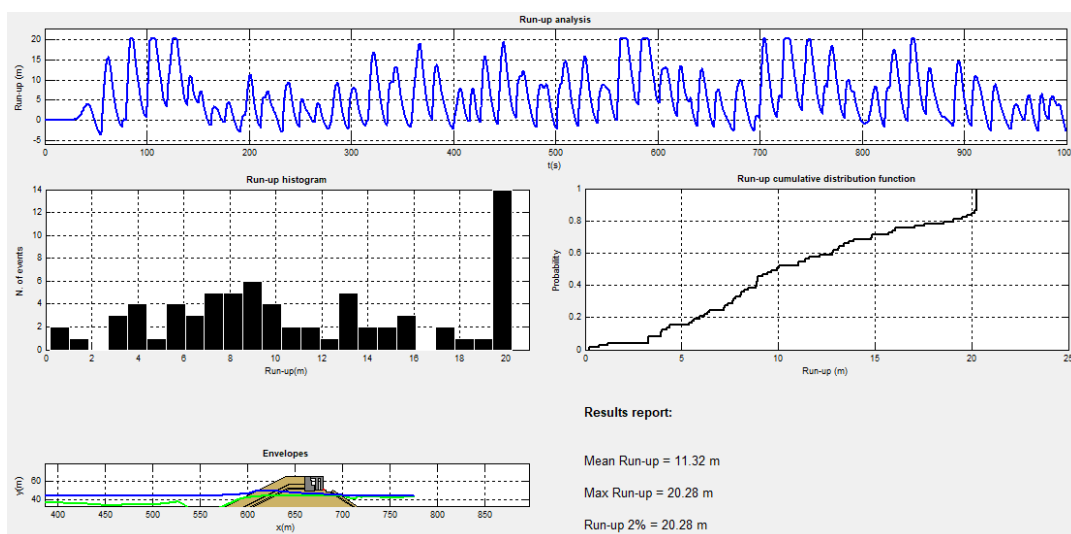


Figura 55 Postproceso del run-up correspondiente a la Simulación 2

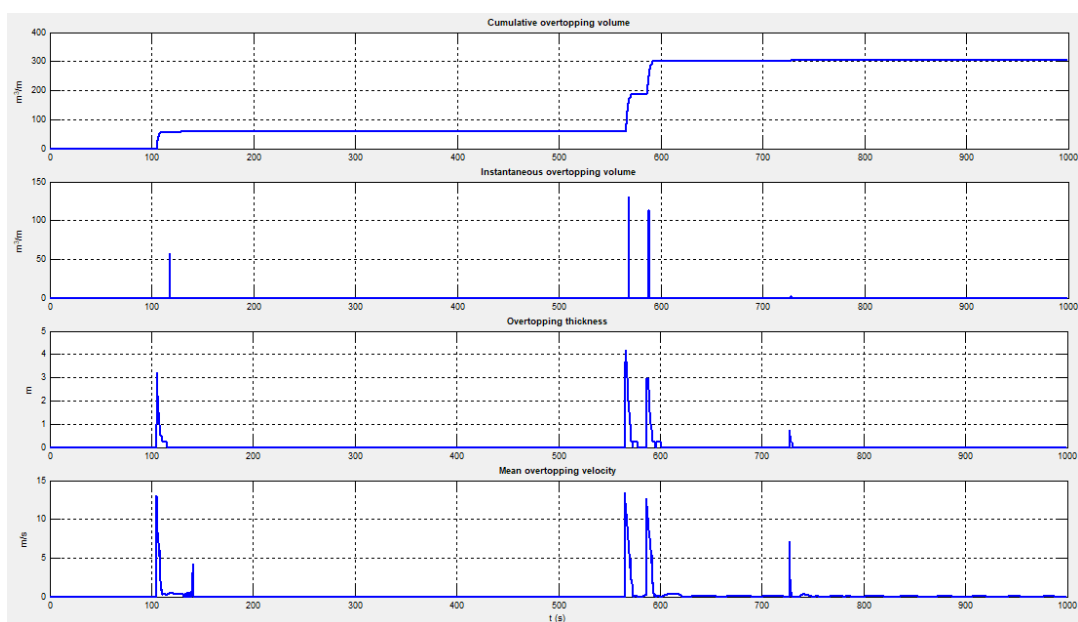


Figura 56 Postproceso del rebase correspondiente a la Simulación 2

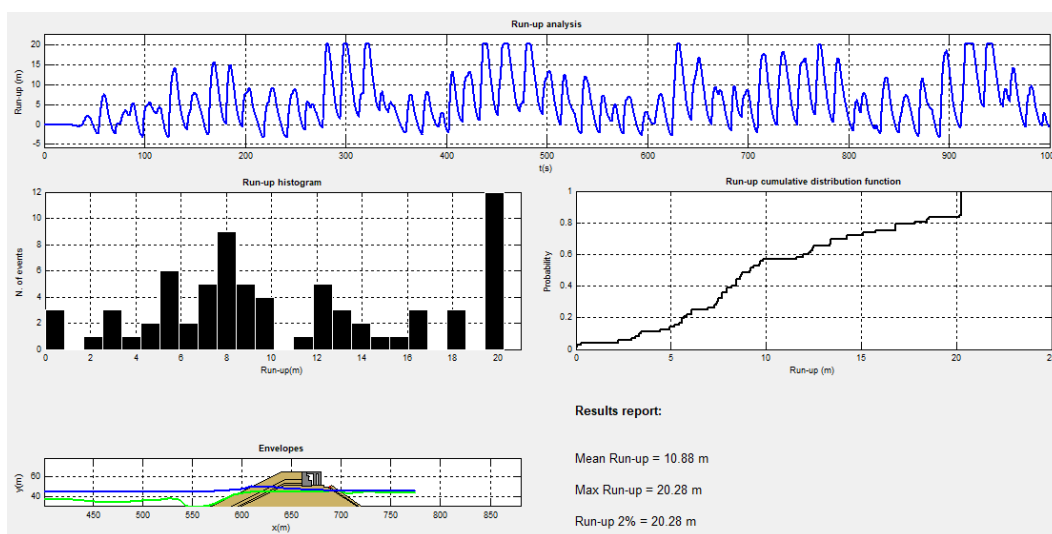


Figura 57 Postproceso del run-up correspondiente a la Simulación 3

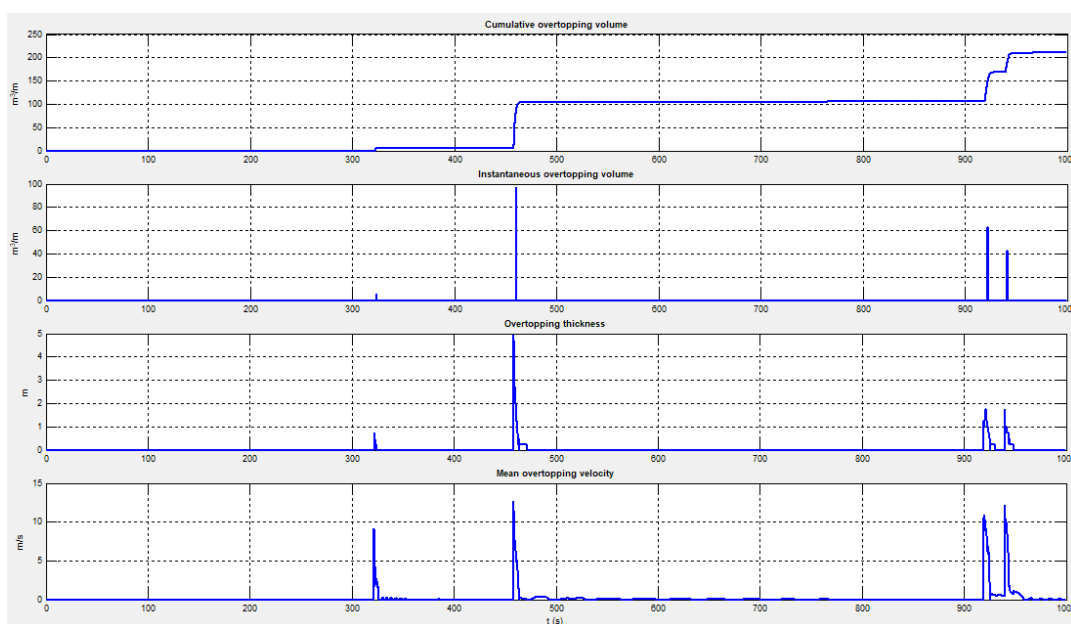


Figura 58 Postproceso del rebase correspondiente a la Simulación 3

El remonte medio obtenido se establece en 11,31 metros. Dado que la profundidad de agua a pie de dique se ha establecido en 45 metros y la cota de coronación del espaldón es +20. Haría falta algo más de 20 metros, para que las olas que llegaran al dique consiguieran rebasar. Como se observa en los resultados mostrados, en cada simulación (correspondiente a un estado de mar de 1000 segundos), las olas alcanzan el espaldón un elevado número de veces sin llegar a rebasar. Son las series de olas, generalmente 3 olas de la misma altura, las que producen rebase. A continuación, se muestra en la Tabla 14, las tasas de rebase en estos eventos. Se ha estimado la altura de ola que genera el rebase a partir de la serie de oleaje y el tiempo aproximado de ocurrencia.

	Simulación 1				Simulación 2				Simulación 3			
	Eventos de rebase				Eventos de rebase				Eventos de rebase			
	1º	2º	3º	4º	1º	2º	3º	4º	1º	2º	3º	4º
Tiempo (s)	547,60	569,10	898,70	921,90	105,40	569,30	588,70	728,40	325,80	460,40	922,60	941,40
H (m)	14,38	12,61	18,32	20,59	24,01	23,43	17,91	14,98	12,80	24,83	18,51	20,91
q (m³/s·ml)	8,53	114,90	128,70	2,41	57,26	130,00	112,90	2,47	5,58	97,12	62,67	42,27
Espesor (m)	0,74	3,45	4,43	0,49	3,20	4,19	2,96	0,74	0,74	4,93	1,72	1,72
Velocidad (m/s)	14,35	13,68	12,29	2,09	13,04	13,43	12,61	7,11	9,17	12,69	10,92	12,12

Tabla 14 Resultados obtenidos del postproceso relativos al comportamiento del dique frente al rebase

Una vez identificados cada uno de los eventos de rebase, se analiza el registro del oleaje para dar con las características de la ola inmediatamente anterior a la ocurrencia del mismo. Como se observa, el valor de las magnitudes que definen el rebase no son proporcionales a la altura de la ola incidente. Tampoco lo eran en el estudio de un dique general bajo oleaje regular, pero se podía predecir parte del comportamiento del mismo a partir de la altura de ola del registro. En este caso, tenemos alturas de ola de 20,59 metros que generan volúmenes de rebase mínimos: tasa de rebase de 2,41 m³/s·ml con espesor de 49 cm y velocidad de 2,09 m/s.

6.7.2 Análisis de las cargas ejercidas sobre la superestructura del dique

Una vez descrito el comportamiento del dique ante rebase, se usará esta caracterización para predecir las fuerzas que se ejercen sobre el espaldón y el pórtico.

En la descripción general del dique y del modelo número se han distinguido dos estructuras de naturaleza y comportamiento frente a esfuerzos muy diferente. Por un lado, el cuerpo central del dique, formado por un macizo granular y una serie de filtros de piezas mayores que lo protegen, y por otro lado la superestructura de coronación, generalmente un espaldón de hormigón que además de aportar estabilidad al conjunto, permite el tendido de instalaciones y hace de carretera de acceso al dique.

El cuerpo central, construido generalmente a partir de bloques o escollera es por tanto de naturaleza deformable y la avería que pueda ocurrir es dúctil, generalmente dilatada en el tiempo tras la incidencia de varios temporales. El espaldón, sin embargo, es una estructura rígida que puede fallar si lo solicita una ola lo suficientemente grande, dándose una avería de forma frágil (Martín et al. 1995). Dadas las condiciones extremas de oleaje que caracterizan Punta Langosteira, el análisis de los esfuerzos ejercidos sobre las estructuras de coronación es muy importante.

En el preproceso del IH2VOF se seleccionó el área sobre el que se querían estudiar las presiones, que incluía el conjunto del espaldón y el pórtico anexo. En las Figuras 55, 56 y 57 se muestran pantallas de los resultados obtenidos. El primer gráfico representa la presión dinámica sobre la cara frontal del espaldón en kN por metro a lo largo del tiempo de simulación. El segundo gráfico muestra el mismo resultado para la subpresión de la parte inferior de la superestructura y el último, muestra la distribución de la ley de presiones para el instante en el que se alcanza en el paramento vertical del espaldón la máxima presión dinámica.

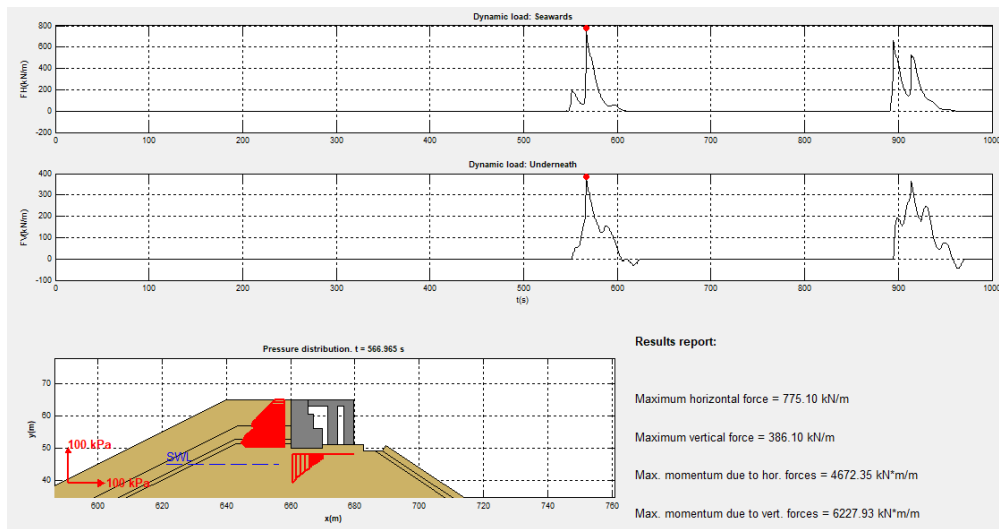


Figura 59 Postproceso de las presiones obtenidas en la Simulación 1

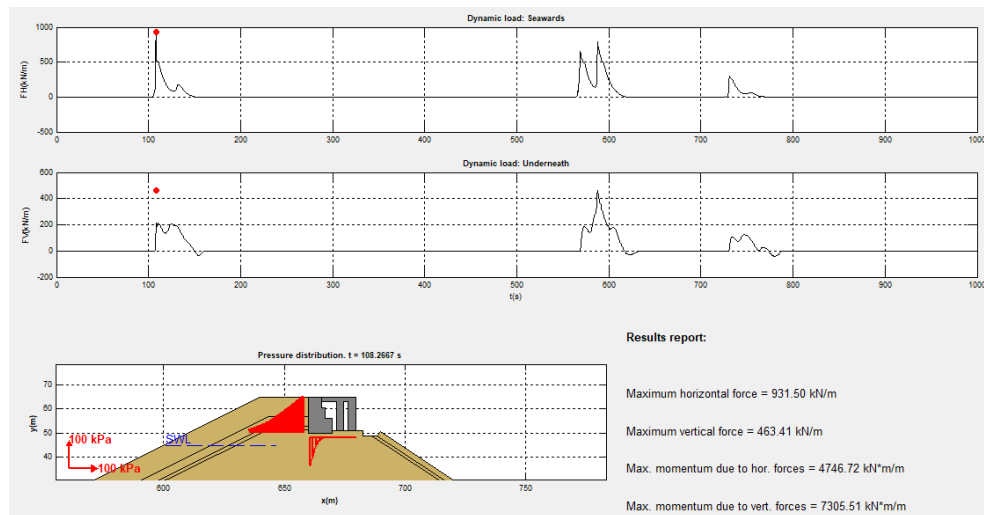


Figura 60 Postproceso de las presiones obtenidas en la Simulación 2

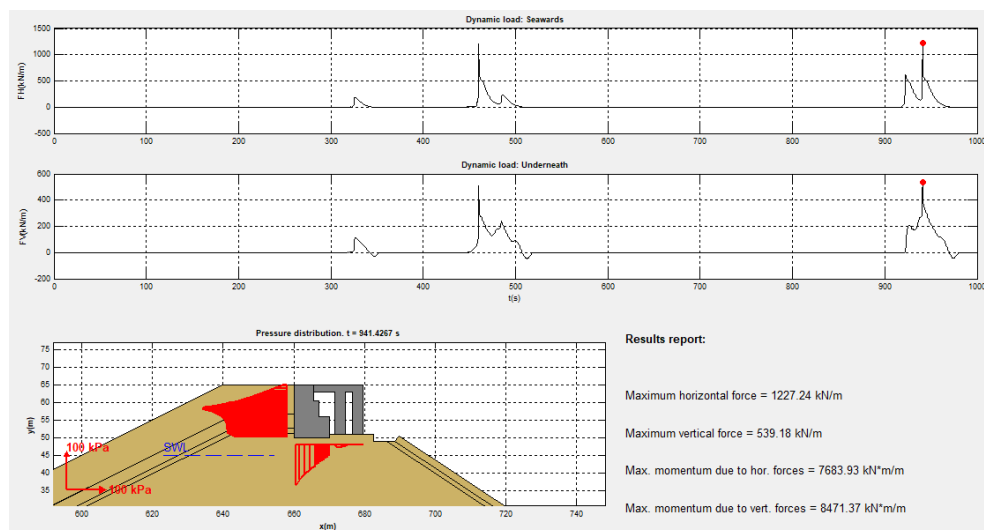


Figura 61 Postproceso de las presiones obtenidas en la Simulación 3

Hay que tener en cuenta que el espaldón de un dique general está formado por dos partes con un comportamiento hidrodinámico distinto. La zona del espaldón protegida por la berma y la parte superior expuesta directamente a la acción del oleaje. En nuestro caso, la cota superior del espaldón está a la misma altura que la berma, con lo que la fuerza que reciba el espaldón será la acción del oleaje que se ha transmitido o “filtrado” a través de la estructura porosa.

Esta estructura, compuesta por varios filtros de características geométricas y porosidades diferentes, es la que hace de obstáculo en la transmisión del flujo por la estructura. Como la porosidad disminuye hacia capas internas, aumenta la resistencia al paso del flujo, con lo que sería lógico pensar que la presión también disminuye. Sin embargo, la distribución de presiones sigue una ley creciente con la profundidad. Para entender este comportamiento hay que diferenciar entre dos tipos de presiones con distinta naturaleza: presiones dinámicas y presiones pseudohidrostáticas. En la Figura 60 se observa el comportamiento de ambas cuando una ola rota impacta sobre el espaldón.

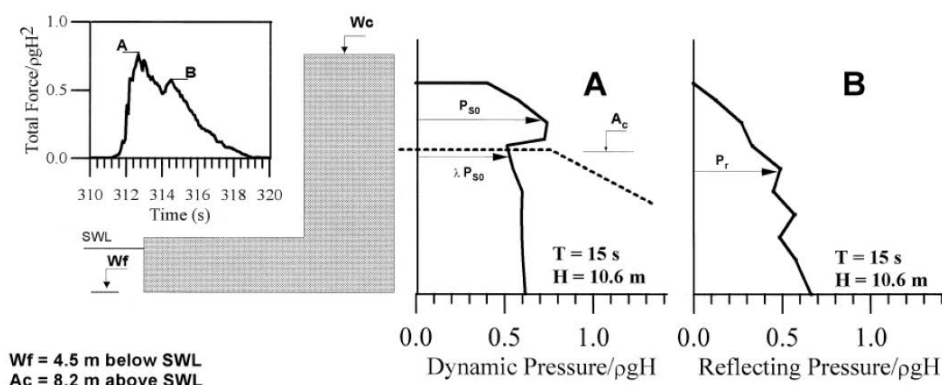


Figura 62 Picos de presión dinámica y reflectiva (Fuente: (Martin et al. 1999))

Por un lado, existen las presiones dinámicas que son aquellas que se generan cuando la ola remonta el talud e impacta contra el espaldón. Al mismo tiempo, coexisten unas presiones pseudohidrostáticas o reflectivas del tipo a las presiones hidrostáticas. La diferencia es que aquí el flujo está en contacto en un medio poroso, aunque su cálculo se realice de la misma manera. La ley de presiones dinámicas es trapezoidal mientras que la de presiones reflectivas es triangular. Como se observa en la Figura 64 los máximos de cada tipo de presión no coinciden.

En nuestro caso, el espaldón recibe los esfuerzos de una ola que ha roto contra el talud y llega a la coronación tras el proceso de Run-up sobre el talud de bloques. En el caso de que la ola rompiera directamente sobre el espaldón, se trataría de un dique mixto y su estudio se realizaría de otra manera. Además de los esfuerzos ejercidos sobre el espaldón, nos interesa la fuerza que soporta el pórtico anexo. En la Tabla 13 se muestran las fuerzas verticales de los impactos del rebase sobre la cara superior de ambas estructuras, las presiones dinámicas horizontales y la subpresión además de los momentos que estas fuerzas generan.

	Simulación 1				Simulación 2				Simulación 3			
	Eventos de rebase				Eventos de rebase				Eventos de rebase			
	1ª	2ª	3ª	4ª	1ª	2ª	3ª	4ª	1ª	2ª	3ª	4ª
Tiempo aprox.(s)	547,60	569,10	898,70	921,90	105,40	569,30	588,70	728,40	325,80	460,40	922,60	941,40
H (m)	14,38	12,61	18,32	20,59	24,01	23,43	17,91	14,98	12,80	24,83	18,51	20,91
q (m³/s·ml)	8,53	114,90	128,70	2,41	57,26	130,00	112,90	2,47	5,58	97,12	62,67	42,27
Espesor (m)	0,74	3,45	4,43	0,49	3,20	4,19	2,96	0,74	0,74	4,93	1,72	1,72
Velocidad (m/s)	14,35	13,68	12,29	2,09	13,04	13,43	12,61	7,11	9,17	12,69	10,92	12,12
Máx. Fuerza horizontal Kn/m	190,50	775,10	657,40	528,10	931,50	654,50	794,40	300,00	199,00	1208,00	622,80	1227,24
Máx. Subpresión Kn/m	66,09	386,10	365,40	248,70	463,61	187,10	463,40	124,46	114,80	507,00	207,00	539,18
Máx. Momento Fh (Kn · m/m)	560,70	4672,35	3990,72	2597,86	4746,72	3998,62	4746,72	1076,23	547,30	6224,49	3491,16	7683,93
Máx. Momento Fs (Kn · m/m)	958,80	6227,93	3236,98	5766,07	7305,51	3133,95	7305,47	1826,22	1880,74	8333,98	3435,69	8471,37
Máx. Momento Fv (Kn · m/m)	766,22	32608,58	19878,30	62,68	22200,27	26669,26	33740,32	117,70	438,29	4030,84	6360,22	3914,63
Fuerza Vertical TOTAL (Kn · m/m)	3030,19	102062,39	126725,03	1430,83	49475,19	121639,71	98710,98	2466,81	1793,41	100602,80	42571,95	19218,29
Momento Vertical TOTAL (Kn · m/m)	22386,73	911485,56	1104755,39	10980,19	421673,67	1059782,43	849754,41	23199,16	15868,88	875001,81	337945,68	147697,76

Tabla 15 Resultados obtenidos del análisis de presiones

La fuerza vertical máxima de nuestra simulación se establece en 126725 kN por metro de longitud de coronación, correspondiente a una altura de ola de 18,32 metros, un espesor de lámina de agua de 4,43 metros y velocidad 12,29 m/s.

6.8 Conclusiones

Del presente capítulo dedicado al estudio del rebase en el dique del tramo 5 de Punta Langosteira se extraen las siguientes conclusiones:

- La caracterización del rebase sobre un dique solicitado por oleaje irregular no puede entenderse como un modelo determinista. Para poder predecir la ocurrencia del rebase hay que analizar el registro de oleaje completo, entendiéndose que aquellas series de olas de grandes alturas son las que producirán rebase.
- La porosidad es el parámetro más limitante en el estudio del rebase del dique de Punta Langosteira. Se ha establecido en un 30% la porosidad que pueda presentar el dique actualmente, habiendo considerado valores de hasta el 55% para los que no había rebase. Por este motivo, se propone una recolocación de los bloques del talud de tal forma que se aumente la porosidad y se reduzca el rebase.
- El ángulo del talud de Punta Langosteira se ha establecido en 2H/1V según las indicaciones del proyecto, aunque sea en la realidad algo más tendido. Dado que el ángulo óptimo de estabilidad y rebase se ha establecido en $\cot\alpha = 1,5$, la situación óptima sería contar con un talud más vertical.

- Las fuerzas a las que queda sometida la superestructura de coronación no son función de la altura de ola. La única forma de prever el esfuerzo sobre la estructura es medir o cuantificar el rebase en función de la combinación de velocidad y espesor de la lámina que sobrepasa la coronación del dique. A partir de estos valores, la ley de presiones verticales será proporcional.
- Las presiones dinámicas y reflectivas tienen distintos máximos de presión por lo que será una combinación de ambas lo que generará los esfuerzos pésimos sobre la estructura.

7 CONCLUSIONES

En el presente trabajo se pueden establecer las siguientes conclusiones relativas a los diferentes capítulos:

En primer lugar, en el Capítulo 4 se ha realizado un desarrollo teórico del fenómeno del rebase. Se ha observado que para la correcta evaluación del rebase en un dique en talud se han de tener en cuenta no solo las características del dique y el oleaje, sino que es necesario un estudio detallado de los procesos de interacción que ocurren entre ellos, como son la disipación, reflexión y transmisión a través del cuerpo central. Además, es necesario un método de cuantificación del volumen que sobrepasa la coronación y el establecimiento de unos límites tolerables de rebase para minorar riesgos.

La conclusión más importante de este tercer capítulo es que las formulaciones propuestas en la literatura del rebase solo son aplicables para diques similares a los que fueron usados en sus ensayos experimentales, por lo que para el propio estudio que aquí se plantea, no sirven.

Por el motivo anterior, en el Capítulo 5 se propone el modelado numérico de un dique en talud general. Se observa que el rebase no ocurre para todos los números de Iribarren ensayados, sino que los números de Iribarren menores que 3, correspondientes a roturas tipo Decrestamiento o Voluta, no se propagan con la suficiente energía como para que su ascenso por el talud consiga rebasar el dique. Otra observación es que al aumentar el parámetro de rotura, disminuye la influencia que el ángulo del talud y la pendiente de la ola tienen sobre el run-up, generándose mayores volúmenes de rebase.

Pendientes más tendidas generan mayores tasas de rebase a cambio de aumentar la trabazón entre piezas. Frente a estos dos efectos opuestos, existe un ángulo de talud óptimo establecido en cota $= 1,5$. Por otro lado, la tasa de rebase es mayor de forma general para taludes menos porosos. Si la porosidad disminuye, se hace más impermeable y su capacidad para disipar energía es menor, por lo que el volumen de rebase aumenta. Sin embargo, en algunos casos, la fricción entre las piezas del manto es elevada y el agua que ocupa los huecos hace de pared impermeable, dando lugar a la situación opuesta (tasas de rebase mayores para mayores porosidades).

Por último, para los parámetros observados, se concluye que el francobordo es el parámetro más determinante en los resultados obtenidos. Si se aumenta su cota respecto a la berma superior se consigue reducir notablemente el volumen de rebase. De esta manera, disminuye la estabilidad del talud principal al estar más solicitado y también lo hace la estabilidad superestructura al deslizamiento y vuelco. En cambio, la estabilidad del talud interior aumenta.

A partir del estudio realizado con los casos de oleaje regular en el Capítulo 5, se ha procedido a estudiar el caso de Punta Langosteira en el Capítulo 6. De las simulaciones realizadas bajo oleaje irregular se observa que la ocurrencia y magnitud del rebase no depende de las características de una ola individual, sino de una secuencia de olas de alturas y periodos similares que inciden sobre el dique. En las simulaciones bajo oleaje regular, había que eliminar de los resultados las primeras olas de calentamiento, pero el resto de olas de la serie tenían sobre el dique el mismo comportamiento (mismo run-up, tasa de rebase, velocidad o espesor).

El análisis de los resultados anteriormente comentados, sirve de apoyo y referencia para los que se obtienen en el dique de Punta Langosteira en el que se valoran distintas alternativas en su construcción para limitar los eventos de rebase a efectos de entrar en una valoración económica.

En el dique de abrigo del puerto Exterior, cabe destacar la importancia de la porosidad en el rebase. Se trata del factor más limitante, a diferencia de los casos de estudio en los que veíamos

muy pocas diferencias en el rebase de un dique con un 40% de porosidad y con un 60%. Se ha establecido en 30% la porosidad que presenta el talud en la actualidad por lo que de cara al rebase, se plantea una recolocación de los bloques que aumente la fracción de huecos entre los mismos.

En cuanto a la pendiente del talud, establecida en 2H/1V en el plano pero algo más tendida en la realidad, se valora un cambio en su inclinación, tratando de conseguir la pendiente de inicio de proyecto o incluso llegar al ángulo óptimo establecido en $\cot\alpha = 1,5$.

Por último, se considera el parámetro del francobordo en el rebase. Con un espesor de lámina de rebase de casi 5 metros, las fuerzas a las que está expuesto el pódico son enormes. Según se ha visto en las simulaciones previas de ensayo de un dique general, el francobordo era el parámetro con el que más variaban las tasas de rebase. Su situación, encajado entre el manto principal del dique y la galería de tuberías, le sirven de protección ante el vuelco o deslizamiento, por lo que, de aumentar el francobordo, se mantendría la estabilidad reduciendo considerablemente las tasas de rebase.

Finalmente, se hace un análisis de las fuerzas ejercidas sobre el espaldón por los eventos de rebase estudiados. Se concluye que las fuerzas a las que queda sometida la superestructura no son función de la altura de ola. La única forma de prever el esfuerzo sobre la estructura es relacionar los parámetros de velocidad y espesor de la lámina que sobrepasa la cota de coronación del dique con la tasa de rebase, ya que los diferentes esfuerzos y momentos si son proporcionales y función de los mismos, limitando la condición aleatoria del proceso. Se estudian las presiones por separado, en dinámicas y reflectivas, concluyendo que las situaciones pésimas no se corresponden entre ambas, sino que será una combinación particular de ellas lo que genere los máximos esfuerzos sobre la estructura.

8 BIBLIOGRAFIA

- Aminti, P., and L. Franco. 1988. "Wave Overtopping on Rubble Mound Breakwaters." Proc. 21st Int. Conf. on Coastal Eng. 1: 770–81.
- Andersen, O.H., J. Juhl, and P. Sloth. 1992. "Rear Side Stability of Berm Breakwaters."
- Berenguer, J.M., and A. Baonza. 2006. "Diseño Del Espaldón de Los Diques Rompeolas." II Congreso Nacional de la Asociación Técnica de Puertos y Costas: 35–46.
- Bradbury, A.P., N.W.H. Allsop, and R.V. Stephens. 1988. "Hydraulic Performance of Breakwater Crown Walls." HR Wallingford, Report SR 146.
- Bruce, T. et al. 2007. "EurOtop Wave Overtopping of Sea Defences and Related Structures : Assessment Manual." (August).
- Clavero, María, and Miguel Ortega Sánchez. "Diques En Talud. Universidad de Granada."
- Estado, Puertos del. 2009. ROM 1.0-09 Recomendaciones Para Obras Marítimas. Recomendaciones Del Diseño y Ejecución de Las Obras de Abrigo (Parte 1a. Bases y Factores Para El Proyecto. Agentes Climáticos).
- . ROM1.1. Borrador. Recomendaciones de Obras Marítimas ROM 1.1: Recomendaciones Para El Proyecto y Construcción de Obras de Abrigo.
- Goda, Yoshimi. 1985. Random Seas and Design of Maritime Structures. World Scientific Publishing Co. Pte. Ltd. 5 Toh Tuck Ling. Singapore 596224.
- Hirt, C W, and B. D. Nichols. 1981. "Volume of Fluid (VOF) Method for the Dynamics of Free Boundaries *." 225: 201–25.
- Losada, Miguel A., Desiré, José M., Alejo, L. M. 1986. "Stability of Blocks as Breakwater Armor Units." 9445(November 1986).
- Losada, Miguel A, and Luis A Gimenez-curto. 1981. "Flow Characteristics on rough , Permeable Slopes under Wave Action." 4: 187–206.
- Losada, Miguel Ángel. 1990. "Recent Development in the Design of Mound Breakwaters." Handbook of coastal and ocean engineering Butterworth: 939–1050.
- Martín, Francisco L, Cesar Vidal, Miguel A Losada, and Raúl Medina. 1995. "ESPALDONES DE LOS DIQUES ROMPEOLAS." 2(septiembre): 37–52.
- Martin, Francisco L, Miguel Ángel Losada, and Raúl Medina. 1999. "Wave Loads on Rubble Mound Breakwater Crown Walls. Coastal Engineering." : 149–74.
- Meer, J.W. van der et al. 2016. "EurOtop Manual on Wave Overtopping of Sea Defences and Related Structures, Manual Largely Based on European Research, but for Worldwide Application." www.overtopping-manual.com.
- Meer, J.W. van der, and Cor-Jan M. Stam. 1992. Wave Runup on Smooth and Rock Slopes of Coastal Structures. Journal of Waterway Port Coastal and Ocean Engineering-Asce - J WATERW PORT COAST OC-ASCE.
- Meer, Van der, and Jentsje W. 1992. "Stability of the Seaward Slope of Berm Breakwaters." Coastal Engineering: 205–34.
- Miche, R. 1944. "Mouvements Ondulatoires Des Mers En Profunder Constante on Décroissant." Annals des Points et Chaussées: 25-78.131-164,270-292,369-406.

- Olivas, José Manuel de la Peña, Virginia Sánchez Rojas, and Antonio Lechuga Álvaro. 2001. "Variación Del Nivel Medio Del Mar Cota de Inundación de Una Playa." *Ingeniería Civil* 122: 119–26.
- Pedersen, J. 1996. "Experimental Study of Wave Forces and Wave Overtopping on Breakwaters Crown Walls." *Hydraulics & Coastal Engineering Laboratory, Department of Civil Engineering, Aalborg University, Dinamarca, Series paper 12*. ISBN: 0909-4296.
- Pedersen, J., and H.F. Burcharth. 1992. "Wave Forces on Crown Walls." *Proc. 23rd Int. Conf. on Coastal Eng., Venecia 2*: 1489–1502.
- Vidal, César et al. 1992. "A Universal Analysis For the Stability of Both Low-Crested and Submerged Breakwaters. *Proc 22th Conf. on Coastal Engineering. Venice 1679-1692.*"
- Coastal Engineering G1156. Departamento de Ciencias y Técnicas del agua y del Medio Ambiente. Grado en Ingeniería Civil. Universidad de Cantabria



IH-2VOF
MATHEMATICAL FORMULATION



Mathematical formulation of IH-2VOF

INDEX

1. INTRODUCTION	- 1 -
2. MATHEMATICAL FORMULATION	- 2 -
3. INITIAL CONDITIONS AND BOUNDARY CONDITIONS	- 13 -
3.1 INITIAL CONDITIONS	- 13 -
3.2 BOUNDARY CONDITIONS	- 14 -
3.2.1 SOLID BOUNDARIES	- 14 -
3.2.2 FREE SURFACE	- 14 -
3.2.3 OPEN BOUNDARIES	- 15 -
3.3 WAVE GENERATION	- 16 -
3.3.1. DIRICHLET BOUNDARY CONDITION	- 16 -
3.3.2 INTERNAL WAVE MAKER	- 16 -
3.3.3. MOVING BOUNDARY METHOD	- 17 -
3.4. WAVE ABSORPTION METHODS	- 18 -
3.4.1 ACTIVE WAVE ABSORPTION	- 19 -
3.4.2 SPONGE LAYER	- 19 -
4. FREE SURFACE TRACKING. THE VOLUME OF FLUID (VOF) METHOD	- 21 -
5. SCHEMATICS OF COMPUTATIONAL DOMAIN	- 22 -
6. NUMERICAL RESOLUTION OF RANS/VARANS/ K- ϵ EQUATIONS.	- 24 -
7. RESOLUTION PROCEDURE	- 26 -
8. REFERENCES	- 26 -

1. INTRODUCTION

The present chapter is devoted to the description of the main features of the CIH-2VOF numerical model. The mathematical formulation, boundary and initial conditions, wave generation method, computational domain, free surface tracking method and numerical resolution scheme are presented. The description is mostly based in Losada et al. (2008) and Lara et al. (2011).

2. MATHEMATICAL FORMULATION

2.1. Fluid domain governing equations: the Reynolds Averaged Navier-Stokes (RANS) equations

The IH-2VOF model solves the two-dimensional Reynolds Averaged Navier-Stokes (RANS) equations, based on the assumptions described hereon. In a turbulent flow, the instantaneous velocity field u_i and pressure field p can be split into two parts, the ensemble-averaged (mean) velocity and pressure components, \bar{u}_i and \bar{p} , and the turbulent velocity and pressure fluctuations, u'_i and p' :

$$u_i = \bar{u}_i + u'_i, \quad p = \bar{p} + p', \quad (1)$$

where $i = 1, 2$ for a bidimensional flow. In the present document, unless otherwise stated, the ensemble-averaged velocity \bar{u}_i will be referred to as the mean velocity for simplicity. Applying the former decomposition to the Navier-Stokes equations and assuming incompressible fluid, the RANS equations are derived:

$$\frac{\partial \bar{u}_i}{\partial x_i} = 0 \quad (2)$$

$$\frac{\partial \bar{u}_i}{\partial t} + \bar{u}_j \frac{\partial \bar{u}_i}{\partial x_j} = -\frac{1}{\rho} \frac{\partial \bar{p}}{\partial x_i} + g_i + \frac{1}{\rho} \frac{\partial \bar{\tau}_{ij}}{\partial x_j} - \frac{\partial (\overline{u'_i u'_j})}{\partial x_j} \quad (3)$$

where ρ is the density of the fluid, g_i is the i th component of the gravitational acceleration and $\bar{\tau}_{ij}$ is the mean viscous stress tensor. For a Newtonian fluid,

$$\bar{\tau}_{ij} = 2\mu \bar{\sigma}_{ij} \quad (4)$$

with μ being the molecular viscosity and

$$\bar{\sigma}_{ij} = \frac{1}{2} (\partial \bar{u}_i / \partial x_j + \partial \bar{u}_j / \partial x_i) \quad (5)$$

the rate of strain tensor of the mean flow.

In the momentum equation (3), the Reynolds stress tensor:

$$R_{ij} = \rho (\overline{u'_i u'_j}) \quad (6)$$

represents the influence of the turbulence fluctuations on the mean flow field and requires a closure hypothesis.

In the present model aimed at calculating complicated flows under breaking waves, the Reynolds stress term in equation (3) is closed with a second-order model. A summary of several closure models can be found in Jaw and Chen (1998), including the one implemented in IH-2VOF. In the IH-2VOF model, the Reynolds stress tensor is assumed to be related to the strain rate of the mean flow through the algebraic nonlinear $k-\varepsilon$ model (Shih *et al.*, 1996; Lin and Liu, 1998):

$$\begin{aligned} \overline{\rho u'_i u'_j} = & \frac{2}{3} \rho k \delta_{ij} - C_d \rho \frac{k^2}{\varepsilon} \left(\frac{\partial \bar{u}_i}{\partial x_j} + \frac{\partial \bar{u}_j}{\partial x_i} \right) \\ & - \rho \frac{k^3}{\varepsilon^2} \left[C_1 \left(\frac{\partial \bar{u}_i}{\partial x_l} \frac{\partial \bar{u}_l}{\partial x_j} + \frac{\partial \bar{u}_j}{\partial x_l} \frac{\partial \bar{u}_l}{\partial x_i} - \frac{2}{3} \frac{\partial \bar{u}_i}{\partial x_k} \frac{\partial \bar{u}_k}{\partial x_l} \delta_{ij} \right) + \right. \\ & \left. + C_2 \left(\frac{\partial \bar{u}_i}{\partial x_k} \frac{\partial \bar{u}_j}{\partial x_k} - \frac{1}{3} \frac{\partial \bar{u}_l}{\partial x_k} \frac{\partial \bar{u}_k}{\partial x_l} \delta_{ij} \right) + \right. \\ & \left. + C_3 \left(\frac{\partial \bar{u}_k}{\partial x_i} \frac{\partial \bar{u}_k}{\partial x_j} - \frac{1}{3} \frac{\partial \bar{u}_l}{\partial x_k} \frac{\partial \bar{u}_l}{\partial x_k} \delta_{ij} \right) \right] \end{aligned} \quad (7)$$

in which C_d , C_1 , C_2 , and C_3 are empirical coefficients, δ_{ij} is the Kronecker delta and k is the turbulent kinetic energy defined as:

$$k = \frac{1}{2} \overline{(u'_i u'_i)} \quad (8)$$

The dissipation rate of the turbulent kinetic energy is defined as:

$$\varepsilon = \overline{\nu \left(\partial u'_i / \partial x_j \right)^2} \quad (9)$$

where $\nu = \mu / \rho$ is the molecular kinematic viscosity.

One can note that the condition:

$$C_1 = C_2 = C_3 = 0 \quad (10)$$

in equation (7) leads to the conventional linear (isotropic) eddy viscosity model for the Reynolds stresses closure:

$$\overline{u'_i u'_j} = -2\nu_t \overline{\sigma_{ij}} + \frac{2}{3} k \delta_{ij} \quad (11)$$

with ν_t is the eddy viscosity expressed as:

$$\nu_t = C_d(k^2/\varepsilon) \quad (12)$$

Contrary to the conventional eddy viscosity models as expressed by equation (12), valid for the description of isotropic-eddy-viscosity turbulent flows, the nonlinear Reynolds stress model implemented in IH-2VOF and expressed by equation (7) can be applied to general anisotropic turbulent flows.

The values for the coefficients C_2 and C_3 are obtained from experimental results on turbulent shear flow by Champagne *et al.* (1970). The C_1 coefficient is deduced from the assumption by Shih *et al.* (1996): $C_1 = 2C_3$. A value for C_d is finally proposed by Rodi (1980). The values for the whole set of coefficients are summarised as follows:

$$C_d = 0.09, \quad C_1 = 0.0054, \quad C_2 = -0.0171, \quad C_3 = 0.0027 \quad (13)$$

However, considering constant values for these coefficients may lead under some extreme circumstances to inconsistent physical situations in equation (7), such as negative turbulence energy or infinite nonlinear contributions. Hence, modified expressions for the empirical coefficients have been implemented in the IH-2VOF model:

$$C_d = \frac{2}{3} \left(\frac{1}{7.4 + S_{\max}} \right), \quad C_1 = \frac{1}{185.2 + D_{\max}^2}, \quad (14)$$

$$C_2 = -\frac{1}{58.5 + D_{\max}^2}, \quad C_3 = \frac{1}{370.4 + D_{\max}^2},$$

where

$$S_{\max} = \frac{k}{\varepsilon} \max \left[\left| \frac{\partial \bar{u}_i}{\partial x_i} \right| \right] \quad (\text{indices not summed}) \quad (15)$$

and

$$D_{\max} = \frac{k}{\varepsilon} \max \left[\left| \frac{\partial \bar{u}_i}{\partial x_j} \right| \right] \quad (16)$$

One may note that all coefficients take their originally proposed values when S_{\max} and D_{\max} are zero.

The governing equations for k and ε are (Rodi, 1980; Lin and Liu, 1998):

$$\frac{\partial k}{\partial t} + \overline{u_j} \frac{\partial k}{\partial x_j} = \frac{\partial}{\partial x_j} \left[\left(\frac{v_t}{\sigma_k} + v \right) \frac{\partial k}{\partial x_j} \right] - (\overline{u'_i u'_j}) \frac{\partial \overline{u_i}}{\partial x_j} - \varepsilon \quad (17)$$

$$\begin{aligned} \frac{\partial \varepsilon}{\partial t} + \overline{u_j} \frac{\partial \varepsilon}{\partial x_j} = & \frac{\partial}{\partial x_j} \left[\left(\frac{v_t}{\sigma_\varepsilon} + v \right) \frac{\partial \varepsilon}{\partial x_j} \right] \\ & + C_{1\varepsilon} \frac{\varepsilon}{k} v_t \left(\frac{\partial \overline{u_i}}{\partial x_j} + \frac{\partial \overline{u_j}}{\partial x_i} \right) \frac{\partial \overline{u_i}}{\partial x_j} - C_{2\varepsilon} \frac{\varepsilon^2}{k}, \end{aligned} \quad (18)$$

where $\sigma_k, \sigma_\varepsilon, C_{1\varepsilon}$, and $C_{2\varepsilon}$ are empirical coefficients. In equation (17), the first and second terms of the left-hand side represent convection and diffusion respectively. The second and third terms of the right-hand side represent production and dissipation of kinetic turbulent energy respectively. The Reynolds stress only appears as the turbulence production term. The empirical coefficients in equation (18) have been determined by performing many simple experiments. Recommended values for these coefficients are (Rodi, 1980 ; Lin and Liu, 1998):

$$C_{1\varepsilon} = 1.44, \quad C_{2\varepsilon} = 1.92, \quad \sigma_k = 1.0, \quad \sigma_\varepsilon = 1.3 \quad (19)$$

As outlined by Lin and Liu (1998), the RANS equations along with the $k-\varepsilon$ transport equations using the former values for the empirical coefficients were found to adequately simulate many complex turbulent flows.

2.2 Governing equations for flow in porous media : the Volume-Averaged Reynolds Averaged Navier-Stokes (VARANS) equations

The main assumption of the IH-2VOF model consists in considering that the RANS equations coupled with an appropriate turbulence model (in the present case, the $k-\varepsilon$ model) can adequately describe the flow field in the porous media. Given the complex structure of porous materials, the direct resolution of the intrinsic flow field inside the pores is still not practical. Consequently, to make the fluid/porous structure interaction modelling easier, a volume-averaging process has been applied to the RANS and the k and ε equations.

The flow in porous media is obtained in the IH-2VOF model through the resolution of the Volume-Averaged Reynolds Averaged Navier-Stokes (VARANS) equations, see Hsu *et al.* (2002) for the complete mathematical formulation. These equations are derived by integration of the RANS equations over a control volume. The size of the averaging volume is chosen much larger than the characteristic pore size (microscopic scale) but much smaller than the characteristic length scale of the flow, i.e. the scale of the spatial variation of the physical variables in the fluid domain (macroscopic scale). See Figure 1 or a schematic representation of the mathematical approach.

Approach

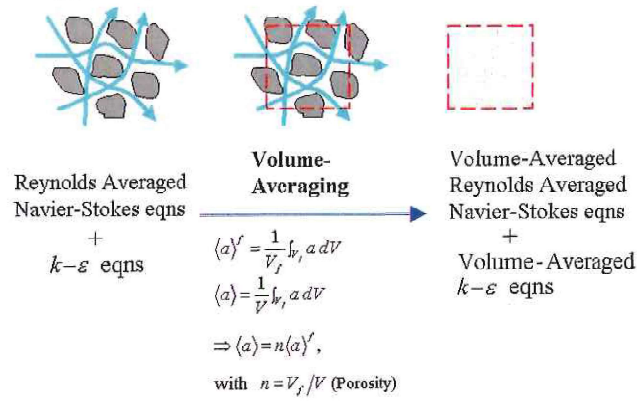


Figure 1. Sketch of the volume-averaging process for resolution of the porous flow.

The mathematical process of volume averaging of a certain quantity “ a ” is defined by the following expression:

$$\langle a \rangle = \frac{1}{V} \int_V a dV \quad (20)$$

where “ $\langle \rangle$ ” denotes the intrinsic volume averaging, V is the total averaging volume, V_f is the volume in V which is occupied by the fluid phase and $\langle a \rangle$ is the averaged magnitude. The intrinsic averaging operator defined by equation (20) can be related to the Darcy’s volume averaging operator defined as follows:

$$\langle a \rangle_D = \frac{1}{V} \int_{V_f} a dV \quad (21)$$

through the simple relationship:

$$\langle a \rangle_D = n \langle a \rangle \quad (22)$$

Where

$$n = \frac{V_f}{V} \quad (23)$$

is the porosity and is assumed for simplicity to be a constant in the present model. In terms of velocity, $\langle a \rangle_D$ would be the seepage velocity and $\langle a \rangle$ the filtration velocity. Hereafter, unless specified, volume averaging will be understood as intrinsic volume averaging, as defined by expression (20).

To quantify the flow within the porous medium, the pore Reynolds number is defined as:

$$Re_p = \frac{D_{50} |U|}{\nu} \quad (24)$$

where D_{50} is the equivalent mean diameter of the porous material, ν is the fluid kinematic viscosity and $|U|$ is a typical velocity scale around the pore.

The VARANS equations are obtained by applying the intrinsic volume average to the RANS equations. The ensemble averaged velocity of the RANS equations is assumed to be:

$$\bar{u}_i = \langle \bar{u}_i \rangle + \bar{u}_i'' \quad (25)$$

where $\langle \bar{u}_i \rangle$ is the ensemble-volume averaged velocity field and \bar{u}_i'' is the fluctuation with respect to volume averaging, in other words the residual velocity field between ensemble-volume averaging and ensemble averaging.

Applying this decomposition to the equations of continuity (2) and momentum conservation (3), we obtain:

$$\frac{\partial \langle \bar{u}_i \rangle}{\partial x_i} = 0 \quad (26)$$

$$\begin{aligned} \frac{\partial \langle \bar{u}_i \rangle}{\partial t} + \frac{\partial \langle \bar{u}_i \rangle \langle \bar{u}_j \rangle}{\partial x_j} = & -\frac{1}{\rho} \frac{\partial \langle \bar{P} \rangle}{\partial x_i} - \frac{\partial \langle \bar{u}_i' \bar{u}_j' \rangle}{\partial x_j} + \frac{1}{\rho} \frac{\partial \langle \bar{\tau}_{ij} \rangle}{\partial x_j} + g_i \\ & - \frac{\partial \langle \bar{u}_i'' \bar{u}_j'' \rangle}{\partial x_j} + \frac{1}{V_f} \int_{A_{int}} \left[-\bar{u}_i' \bar{u}_j' - \frac{\bar{P}}{\rho} \delta_{ij} + \frac{\bar{\tau}_{ij}}{\rho} \right] n_j dA \end{aligned} \quad (27)$$

A_{int} is the total fluid-solid interface and n_j the j th component of the unit vector pointing normally outward from the fluid to solid phase. The last term in equation (27) accounts for the jump at the interface and represents the interfacial momentum transfer between the fluid phase and the solid skeleton. This term is crucial in the modelling of the flow in porous media. The previous term in equation (27) is the residual stress due to volume averaging: it results from the volume averaging of the convective term $\bar{u}_i \bar{u}_j$ as:

$$\langle \overline{u_i u_j} \rangle = \langle \overline{u_i} \rangle \langle \overline{u_j} \rangle + \langle \overline{u_i'' u_j''} \rangle \quad (28)$$

analogously to the stress term in the Reynolds decomposition of the product $u_i u_j$. These last two terms are unclosed and need to be modelled. Inside the porous media, these terms are modelled collectively using the Forchheimer's relationship with the inclusion of unsteady effects (Liu *et al.*, 1999a):

$$\begin{aligned} & -\frac{\partial \langle \overline{u_i'' u_j''} \rangle}{\partial x_j} + \frac{1}{V_f} \int_{A_{int}} \left[-\overline{u_i' u_j'} - \frac{\bar{P}}{\rho} \delta_{ij} + \frac{\overline{\tau_{ij}}}{\rho} \right] n_j dA = \\ & - \left[\frac{\alpha \nu (1-n)^2}{n^2 D_{50}^2} \langle \overline{u_i} \rangle + \frac{\beta (1-n)}{n D_{50}} \sqrt{\langle \overline{u_1} \rangle^2 + \langle \overline{u_2} \rangle^2} \langle \overline{u_i} \rangle + c_A \frac{\partial \langle \overline{u_i} \rangle}{\partial t} \right] \end{aligned} \quad (29)$$

where c_A is the added mass coefficient and α and β two empirical coefficients associated with the linear and nonlinear drag force respectively. The third term of the right-hand side of equation 29 accounts for the inertial effect.

The precise descriptions of the c_A , α and β coefficients are still not fully understood. They depend a priori on the pore Reynolds number and flow directions. In their recent study of wave motions and turbulent flows in front of a composite breakwater using the IH-2VOF model, Hsu *et al.* (2002) propose the following values for these coefficients, based on previous works by van Gent (1994), Liu *et al.* (1999a) or Nield and Bejan (1999):

$$c_A = 0.34 \frac{1-n}{n}, \quad \alpha = 200, \quad \beta = 1.1 \quad (30)$$

Moreover, coefficients α and β can be written in terms of the porous material properties based on empirical approximations. Recently, Lara *et al.* (2012) has resented a methodology to estimate α and β coefficients to transient flows, such as solitary waves. According to Sollit and Cross (1976), Forchheimer relationship can be written in terms of the permeability coefficient (K_p), a porous drag coefficient (C_f) and the seepage velocity as follows:

$$F_{porous_drag} = \frac{\nu}{K_p} \overline{u_i} + \frac{C_f}{\sqrt{K_p}} \overline{u_i} |\overline{u}| \quad (31)$$

According to McDougal (1993), permeability coefficient (K_p) can be related with nominal diameter and porosity:

$$K_p (m^2) = 1.643 \cdot 10^7 \left(\frac{D_{50} (mm)}{10} \right)^{1.57} \frac{n^3}{(1-n)^2} \quad (32)$$

Moreover, the non-linear drag force coefficient C_f is evaluated following Arbbabhiramar and Dinoy (1973):

$$C_f = 100 \left(D_{50}(m) \sqrt{\frac{n}{K_p}} \right)^{1.5} \quad (33)$$

Using a correspondence between the extended Forchheimer relationship and equations (31) and (32), coefficients α and β can be written in terms of the nominal diameter (in m) and porosity as:

$$\alpha = 4409.22 \cdot D_{50}^{0.43} \quad \text{and} \quad \beta = 12.27 \cdot \frac{n^3}{(1-n)^{1.5}} D_{50}^{-0.1075} \quad (34)$$

In case, periodic waves (either regular or random) are used in the simulations, a dynamics non-linear drag parameter, β , is considered following van Getn (1995):

$$\beta = \beta_0 \left(1 + \frac{7.5}{KC} \right), \quad \text{where } KC = \frac{UT}{nD_{50}} \quad (35)$$

where KC is the Keulegan-Carpenter number, U is a representative velocity, T is a representative wave period. At any time step, the value of β is dynamically updated according the maximum velocity calculated within the porous media. The value of the representative period corresponds to the wave period for regular waves and the mean period for random waves.

Finally, given the former closure expression for the residual stress term due to volume averaging and the momentum transfer at the interface of equation (26), the complete VARANS equations (26) and (27) can be rewritten as:

$$\frac{\partial \langle \bar{u}_i \rangle}{\partial x_i} = 0 \quad (36)$$

$$\begin{aligned} \frac{\partial \langle \bar{u}_i \rangle}{\partial t} + \frac{\langle \bar{u}_j \rangle}{1+c_A} \frac{\partial \langle \bar{u}_i \rangle}{\partial x_j} = \frac{1}{\rho(1+c_A)} \left[-\frac{\partial \langle \bar{P} \rangle}{\partial x_i} - \frac{\partial \rho \langle \bar{u}_i' \bar{u}_j' \rangle}{\partial x_j} + \frac{\partial \langle \bar{\tau}_{ij} \rangle}{\partial x_j} + \rho g_i \right] \\ - \frac{1}{1+c_A} \left[\frac{\alpha \nu (1-n)^2}{n^2 D_{50}^2} \langle \bar{u}_i \rangle + \frac{\beta (1-n)}{n D_{50}^2} \sqrt{\langle \bar{u}_1 \rangle^2 + \langle \bar{u}_2 \rangle^2} \langle \bar{u}_i \rangle \right] \end{aligned} \quad (37)$$

In the free fluid region, i.e. with $n=1$ and $c_A=0$, the VARANS equations obviously return to the original RANS equations.



The volume-averaged Reynolds stress is closed using an assumption similar to Shih *et al.* (1996):

$$\begin{aligned} \overline{u'_i u'_j} = & \frac{2}{3} \langle k \rangle \delta_{ij} - \langle v_i \rangle \left(\frac{\partial \langle u_i \rangle}{\partial x_j} + \frac{\partial \langle u_j \rangle}{\partial x_i} \right) \\ & - \frac{\langle k \rangle^3}{\langle \varepsilon \rangle^2} \left\{ C_1 \left(\frac{\partial \langle u_i \rangle}{\partial x_l} \frac{\partial \langle u_l \rangle}{\partial x_j} + \frac{\partial \langle u_j \rangle}{\partial x_l} \frac{\partial \langle u_l \rangle}{\partial x_i} - \frac{2}{3} \frac{\partial \langle u_l \rangle}{\partial x_k} \frac{\partial \langle u_k \rangle}{\partial x_l} \delta_{ij} \right) + \right. \\ & \left. + C_2 \left(\frac{\partial \langle u_i \rangle}{\partial x_k} \frac{\partial \langle u_j \rangle}{\partial x_k} - \frac{1}{3} \frac{\partial \langle u_l \rangle}{\partial x_k} \frac{\partial \langle u_l \rangle}{\partial x_k} \delta_{ij} \right) + \right. \\ & \left. + C_3 \left(\frac{\partial \langle u_k \rangle}{\partial x_i} \frac{\partial \langle u_k \rangle}{\partial x_j} - \frac{1}{3} \frac{\partial \langle u_l \rangle}{\partial x_k} \frac{\partial \langle u_l \rangle}{\partial x_k} \delta_{ij} \right) \right\} \end{aligned} \quad (38)$$

where $\langle v_i \rangle$ is the volume-averaged eddy viscosity, $\langle k \rangle$ is the volume-averaged turbulence kinetic energy and $\langle \varepsilon \rangle$ is the volume-averaged turbulent dissipation rate.

Similarly to the $k-\varepsilon$ model, the volume-averaged eddy viscosity is expressed as:

$$\langle v_i \rangle = C_D \frac{\langle k \rangle^2}{\langle \varepsilon \rangle} \quad (39)$$

with C_D a coefficient depending on the local strain rate.

Equations (38) and (39) can be regarded as the result of a first-order approximation of the volume averaging of the original nonlinear eddy viscosity model expressed by equations (7) and (12). Any higher correlations related to the volume averaging process have been ignored.

The governing equations for the turbulence in the porous media can be similarly obtained by taking the volume averaging of the standard k and ε equations. The balance equations for the volume-averaged turbulent kinetic energy $\langle k \rangle$ and its dissipation rate $\langle \varepsilon \rangle$ can then be written as:

$$\begin{aligned} \frac{\partial \langle k \rangle}{\partial t} + \frac{\partial \langle k \rangle \langle \bar{u}_j \rangle}{\partial x_j} &= \langle \bar{u}_i' \bar{u}_j' \rangle \frac{\partial \langle \bar{u}_i \rangle}{\partial x_j} + \frac{\partial}{\partial x_j} \left[\left(v + \frac{v_i}{\sigma_k} \right) \frac{\partial \langle k \rangle}{\partial x_j} \right] - \langle \varepsilon \rangle \\ &+ \left\langle \bar{u}_i' \bar{u}_j' \frac{\partial \bar{u}_i''}{\partial x_j} \right\rangle + \frac{1}{V_f} \int_{A_{int}} \left(v + \frac{v_i}{\sigma_k} \right) \frac{\partial k}{\partial x_j} n_j dA - \frac{\partial}{\partial x_j} \langle \bar{u}_j'' k'' \rangle \end{aligned} \quad (40)$$

$$\begin{aligned} \frac{\partial \langle \varepsilon \rangle}{\partial t} + \frac{\partial \langle \varepsilon \rangle \langle \bar{u}_j \rangle}{\partial x_j} &= C_{1\varepsilon} \frac{\langle \varepsilon \rangle}{\langle k \rangle} \langle \bar{u}_i' \bar{u}_j' \rangle \frac{\partial \langle \bar{u}_i \rangle}{\partial x_j} + \frac{\partial}{\partial x_j} \left[\left(v + \frac{v_i}{\sigma_k} \right) \frac{\partial \langle \varepsilon \rangle}{\partial x_j} \right] \\ &- C_{2\varepsilon} \frac{\langle \varepsilon \rangle^2}{\langle k \rangle} + C_{1\varepsilon} \frac{\langle \varepsilon \rangle}{\langle k \rangle} \left\langle \bar{u}_i' \bar{u}_j' \frac{\partial \bar{u}_i''}{\partial x_j} \right\rangle + \frac{1}{V_f} \int_{A_{int}} \left(v + \frac{v_i}{\sigma_k} \right) \frac{\partial \varepsilon}{\partial x_j} n_j dA - \frac{\partial}{\partial x_j} \langle \bar{u}_j'' \varepsilon'' \rangle \end{aligned} \quad (41)$$

in which the following decompositions related to volume averaging have been assumed:

$$k = \langle k \rangle + k'' \quad (42)$$

$$\varepsilon = \langle \varepsilon \rangle + \varepsilon'' \quad (43)$$

$$\bar{u}_i' \bar{u}_j' = \langle \bar{u}_i' \bar{u}_j' \rangle + \bar{u}_i' \bar{u}_j'' \quad (44)$$

In both (40) and (41) equations, the fourth term on the right-hand side represents an additional source term due to volume averaging. These terms describe the effects of turbulence at a scale smaller than the volume-averaging scale, for instance the turbulence generation in the wake region around the solid skeleton in high pore Reynolds number conditions.

The fifth term represents the interfacial exchange of turbulence and is viewed as an additional source or sink of turbulence due to the presence of solid materials. These two terms are modelled collectively according to Nakayama and Kuwahara (1999), substituted by ε_∞ in the $\langle k \rangle$ transport equation, and by the term:

$$C_{2\infty} \frac{\varepsilon_\infty^2}{k_\infty} \quad (45)$$

in the $\langle \varepsilon \rangle$ transport equation.

The last term in both $\langle k \rangle$ and $\langle \varepsilon \rangle$ equations is the additional diffusion term due to the volume averaging and can be combined with the existing diffusion terms in the $\langle k \rangle$ and $\langle \varepsilon \rangle$ equations. The overall effect can be modelled by adjusting the values of σ_k and σ_ε . However, due to a lack of experimental information, the values of σ_k and σ_ε are kept unchanged in the IH-2VOF model. Therefore, equations (40) and (41) can be rewritten as:

$$\frac{\partial \langle k \rangle}{\partial t} + \frac{\partial \langle k \rangle \langle \bar{u}_j \rangle}{\partial x_j} = \langle \bar{u}_i' \bar{u}_j' \rangle \frac{\partial \langle \bar{u}_i \rangle}{\partial x_j} + \frac{\partial}{\partial x_j} \left[\left(\nu + \frac{\nu_i}{\sigma_k} \right) \frac{\partial \langle k \rangle}{\partial x_j} \right] - \langle \varepsilon \rangle + \varepsilon_\infty \quad (46)$$

$$\begin{aligned} \frac{\partial \langle \varepsilon \rangle}{\partial t} + \frac{\partial \langle \varepsilon \rangle \langle \bar{u}_j \rangle}{\partial x_j} = & C_{1\varepsilon} \frac{\langle \varepsilon \rangle}{\langle k \rangle} \langle \bar{u}_i' \bar{u}_j' \rangle \frac{\partial \langle \bar{u}_i \rangle}{\partial x_j} + \frac{\partial}{\partial x_j} \left[\left(\nu + \frac{\nu_i}{\sigma_k} \right) \frac{\partial \langle \varepsilon \rangle}{\partial x_j} \right] \\ & - C_{2\varepsilon} \frac{\langle \varepsilon \rangle^2}{\langle k \rangle} + C_{2\varepsilon} \frac{\varepsilon_\infty^2}{k_\infty} \end{aligned} \quad (47)$$

The values of the closure coefficients, due to a lack of information here again, are kept the same as those proposed by the standard $k-\varepsilon$ model equations and the nonlinear eddy viscosity model.

Expressions for the small-scale turbulence terms k_∞ and ε_∞ have been proposed by Nakayama and Kuwahara (1999), resulting from numerical simulations of flow passing an array of square rods for pore Reynolds numbers between 10^5 and 10^7 . The work by Nakayama and Kuwahara (1999) for this range of Re_p values led to the following closure forms:

$$\varepsilon_\infty = 39.0(1-n)^{2.5} n^2 \left(\langle \bar{u}_1 \rangle^2 + \langle \bar{u}_2 \rangle^2 \right)^{1.5} \frac{1}{D_{50}} \quad (48)$$

$$k_\infty = 3.7(1-n)n^{1.5} \left(\langle \bar{u}_1 \rangle^2 + \langle \bar{u}_2 \rangle^2 \right) \quad (49)$$

To date, no work on the effect of the small-scale turbulence and expressions of ε_∞ and k_∞ for small values of the pore Reynolds number is available in the literature. However, it can be verified that the small-scale turbulence represented by equations (48) and (49) has a negligible effect when the pore Reynolds number becomes small. Equations (48) and (49) are thus expected to be still applicable in low pore Reynolds number conditions.

3. INITIAL CONDITIONS AND BOUNDARY CONDITIONS

The initial and boundary conditions applied in the numerical resolution of the equations implemented in the IH-2VOF model are presented hereafter. These conditions are valid for both the RANS and VARANS formulations.

3.1 Initial conditions

The model considers as the initial conditions for the mean flow in the whole domain still water with no wave or current motion, i.e. zero velocities and hydrostatic pressure. Nonetheless, a pre-determined form for the free surface displacement or mean velocity field can be considered, based on measurements, analytical solutions or numerical simulations, in which the free surface and velocity conditions vary.

Regarding turbulence, the initial conditions cannot be zero as for the mean flow, since the turbulence generation represented by Reynolds stresses is proportional to the turbulent kinetic energy k , as described by equations (7) and (38). If the initial condition for k is zero, no turbulence energy would be produced during the whole simulation according to equation (17) and (46) and mathematical singularities would occur in equations (18) and (47).

To avoid such situations, the model uses an initial value ("seed") for the turbulence energy that produces a numerical perturbation:

$$k = \frac{1}{2} u_i^2 \quad (50)$$

with $u_i = \delta c_i$, where c_i is the wave celerity in the generation zone (hereafter described) and δ is a constant equal to 0.0025 (Lin, 1998).

For the turbulent dissipation rate ε , the model considers the following expression:

$$\varepsilon = C_d \frac{k^2}{v_i} \quad (51)$$

where $v_i = \xi v$ and ξ is a constant equal to 0.1 (Lin, 1998).

Variation of the δ and ξ values were found to have a negligible effect on the final results of the computations (Lin, 1998). Numerical simulations performed by Lin and Liu (1998) showed that the influence of δ on the flow conditions reduces to a slight delay in the initiation of breaking for smaller values of δ .



3.2 Boundary conditions

3.2.1 Solid boundaries

At the solid boundaries two types of conditions for the mean flow can be considered:

$$\text{No slip : } \overline{u_n} = 0, \overline{u_\tau} = 0 \quad (52)$$

$$\text{Free slip : } \overline{u_n} = 0, \frac{\partial \overline{u_\tau}}{\partial n} = 0 \quad (53)$$

with n and τ are the directions normal and parallel to the boundary respectively.

In the case of turbulent flows, the model considers a log-law distribution for the mean tangential velocity in the turbulent boundary layer:

$$\frac{d\overline{u}}{dy} = \frac{u_*}{\kappa y} \quad (54)$$

where κ is the von Karman constant ($\kappa=0.41$), y is the distance from the solid domain and u_* is a friction velocity. Integrating equation (54) and assuming that production and dissipation are equivalent in the boundary layer leads to the following equations for k and ε at the solid boundary:

$$k = \frac{u_*^2}{\sqrt{C_d}} \quad (55)$$

$$\varepsilon = \frac{u_*^3}{\kappa y} \quad (56)$$

The value of u_* is obtained from the values of mean flow:

$$u_*^2 = \nu \left. \frac{\partial \overline{u}}{\partial y} \right|_{y=0} \quad (57)$$

3.2.2 Free surface

The application of an appropriate boundary condition at the mean free surface in turbulent flows is quite complex as the mean free surface is not clearly defined (Brocchini and Peregrine, 1995; Liu and Lin, 1997; Lin and Liu, 1998). In the IH-2VOF model, the mean density fluctuations near the free surface due to mixing and air intrusion are neglected, and



similarly to situations of laminar flow, the zero stress and zero pressure conditions are imposed at the free surface:

$$\bar{p} = 0, \quad \frac{\partial \bar{u}_\tau}{\partial n} = 0 \quad (58)$$

For the turbulence field, the zero-gradient boundary condition is applied for both k and ε on the free surface:

$$\frac{\partial k}{\partial n} = 0, \quad \frac{\partial \varepsilon}{\partial n} = 0 \quad (59)$$

with n the unit normal on the free surface, based on the assumption of no turbulence exchange between water and air.

With respect to the lateral conditions, the model can consider a closed boundary, regarded as a solid boundary, in which the conditions described before are applied, or allow the flow to go out of the domain, as an open boundary or radiation condition.

3.2.3 Open boundaries

The open boundary condition in the IH-2VOF model is expressed as:

$$\frac{\partial \phi}{\partial t} + c_0 \frac{\partial \phi}{\partial x} = 0, \quad (60)$$

where ϕ represents the variable to be evaluated ($\bar{u}, \bar{v}, k, \varepsilon$, etc.) and c_0 the wave celerity at the considered position expressed as

$$c_0 = \sqrt{g(d+a)} \quad (61)$$

for long waves, and

$$c_0 = \sqrt{\frac{g\lambda}{2\pi} \tanh\left(\frac{2\pi}{\lambda}(d+a)\right)} \quad (62)$$

for short waves, where a is the wave amplitude, d is the water depth and λ is the wave length for this depth. This radiation condition has been checked to adequately reproduce theoretical results for nonlinear waves at indefinite and intermediate depths ($H/d < 0.3$).

More details on the boundary conditions can be found in Rodi (1980) and Liu and Lin (1997).



3.3 Wave generation

The IH-2VOF model includes several procedures of wave generation: internal wave maker, static wave paddle (Dirichlet boundary condition) and dynamic wave paddle (virtual force method). A more complete description can be found in Lara et al. (2006) for internal wave maker, Torres et al. (2010) for static wave paddle method and Lara et al., (2011) for dynamic wave paddle.

Wave generation is a key factor for all the numerical models devoted to coastal engineering, as waves have to be generated to resemble those in the field or in the experimental facility. Ill-generated waves will not only lead, a priori, to incorrect results, they may also interact causing the solution to be nonphysical. In this section, several wave generation methods are implemented in IH-2VOF in order to discuss their ability to reproduce realistic waves.

3.3.1. Dirichlet boundary condition

This fixed value boundary condition is the simplest and the first to be implemented in most wave generating models, since theories give analytical expressions for free surface and the velocity distribution throughout the water column.

As stated, to generate waves using this method, two variables for each time step are required. The first one is the free surface level at the generation boundary, which forces the model to set VOF function equals 1 below and 0 over it. Next, the vertical and horizontal velocity components. Since the model calculates the time step based on Courant number we cannot anticipate the precise values at which the conditions must be specified, so the series are generated in advance at a chosen sampling rate and are then linearly interpolated by the model.

This kind of boundary condition can also be used to replicate the behaviour of any laboratory wave paddle (at a resolution equal to cell size), such as a piston-type wave generator, which will show evanescent modes in the generation area as does the physical wave maker. In this case, the wave hydrodynamic produced by the wave maker displacement is neglected, which is consistent with first order generation methods.

3.3.2 Internal wave maker

The internal wave generation method defines a mass source function in a specific region inside the computational domain. It always appears linked to the sponge layer, and was first developed to avoid wave re-reflection in the boundary where waves are generated.

The physical effect of the source region is the introduction of mass in the cells. Fluid is alternatively introduced or sucked into this region in order to generate wave crests and troughs. Different wave types (linear monochromatic waves, irregular waves, Stokes II and higher order, solitary waves and cnoidal waves) can be generated through the adequate

definition of the source function, as presented in Lin & Liu (1999). Later on Lara et al. (2006) the method was generalized for random waves .

The width of the source region is usually small compared with the target wavelength, and consequently the wave is considered to start right above the centre of the region. If we assume that all the mass increase or decrease introduced by the source function contributes to the generation of the target wave, the source function $s(x; z; t)$ can be derived from the definition of the expected free surface displacement $\eta(t)$ through the integration of the total mass introduced per unit time t , as shown in equation:

$$\int_0^t \int_{\Omega} s(x, z, t) d\Omega dt = 2 \sum \int_0^t c_i \eta_i(t) dt \quad (63)$$

where c is the phase velocity of the target wave. The factor of 2 on the right hand side is due to the generation of waves propagating at both sides of the source region.

Regular (monochromatic) waves have only one component, hence $n = 1$. For irregular random waves, equation (3) represents a sum of n linear waves, each of them having a wave height, period and phase.

Furthermore, considering the source function over a rectangular region , with area A , and by means of equation (3), the expression of the source function $s(t)$ can be derived as shown in equation (4).

$$s(t) = \sum_{i=1}^n \frac{c_i H_i}{A} \sin(\sigma_i t + p_i) \quad (64)$$

Since only one of the directions of the generated waves points towards the target area, the waves in the other direction ought to be absorbed in order to avoid their reflection on the boundary. This is done by means of a passive absorber, sponge layer, defined in next section. A collateral effect of this area is that the reflected waves that return from the other direction are also absorbed.

3.3.3. Moving boundary method

The straightforward method to reproduce laboratory experiments is to replicate the action of a pistontype wave generator. This is done by simulating a solid object within the mesh which pushes the fluid when moving. Its movement is transferred into the model through the openness coefficients. Since the wave paddle position $X(t)$ and velocity $U(t)$ are provided as input, all the openness coefficients can be calculated for each time step. See figure 2 for a sketch on how this works for a piston-type wave maker which generates waves from left to right.



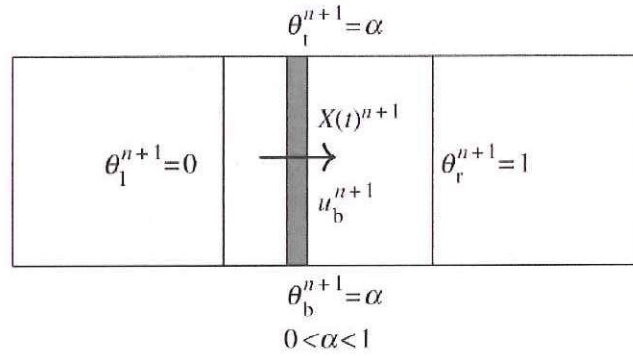


Figure 2. Openness function configuration in a piston-type wave paddle.

On it, 3 adjacent cells in the wave maker front are shown. The left cell is a solid cell, the right cell is a fluid cell, and the middle one is a partial cell. The interaction of the solid with the fluid involves an additional term in the momentum equation (2). This body force, f_b , represents the virtual boundary force, and it acts only on the solid boundary of the partial cells ($0 < \theta < 1$). See Lara et al. (2011) for a more detailed description.

This method works exactly like a Dirichlet boundary condition, but with several differences. First, velocity and free surface location are specified at different locations within the mesh according to the wave maker movement. Second, since a piston-type wave maker wants to be replicated, only horizontal velocity is used, setting vertical the velocity component to zero at the wave maker face.

Since the paddle can move forwards and backwards, a larger mesh is needed in order to cover the area where the wave maker is expected to move. This causes a longer calculation time.

3.4. Wave absorption methods

Wave absorption boundary conditions are a key factor of IH-2VOF model. They allow running simulations for a long time, avoiding most of the effects of reflected waves at any of the potential elements present in the flumes, i.e. beaches or coastal structures.

This section is divided into two parts. First the active wave absorption method is described. This methodology can be applied to both the Dirichlet and the moving boundary conditions. Next, the passive absorption of the sponge layer is explained, which is used to absorb the waves that are generated in the direction opposite the flume.



3.4.1 Active wave absorption

Active wave absorption is included in the model, following the methodology developed in Schäffer & Klopman (2000). It identifies the waves that reach a boundary and then generates other waves so that the incident waves are cancelled out. This method also allows an accurate wave generation simultaneously with the incident wave absorption for the Dirichlet and the moving boundary conditions. The methodology (Torres-Freyermouth et al., 2010) is based on the long wave theory, assuming that the waves to cancel out correspond to non-dispersive waves, that is $U h = c \eta$. This is not always true, nevertheless the performance is very good even if this condition is not fulfilled. The measurement of the free surface at the boundary is necessary. For the Dirichlet boundary condition the free surface elevation is measured 3 cells away from the boundary, while it is measured right on the interface of the paddle for the moving boundary condition. The main reason for this is that in the fixed value boundary condition the free surface is fixed by the model. This fact makes a separation necessary to have an accurate measurement without the influence of the boundary. When moving boundary method is used, no changes are made to the free surface, so the measurement can be done right at the paddle.

The first step is to calculate the difference between the theoretical free surface (η_{target}) and the one measured in the model (η_m). Then the wave maker velocity is modified so as to generate the target wave and at the same time to match the velocity profile induced by the wave to be absorbed. Consequently, the correction of the velocity (U_r) is shown in equation 65, and must be added to the target velocity of the generated wave.

$$U_r = \sqrt{\frac{g}{h}} \eta_r, \quad \text{where } \eta_r = \eta_{\text{target}} - \eta_{\text{measured}} \quad (65)$$

Finally if we are using the moving paddle another correction has to be applied to the position of the wave maker. The modified position is calculated by integrating the corrected velocity ($U_c = U_{\text{target}} + U_r$), as shown in equation (66).

$$X(t) = X(t-dt) + \int_{t-dt}^t (U_{\text{target}} + U_r) dt \quad (66)$$

There is a specific case of active wave absorption involving the fixed value boundary condition: the "open boundary condition". It can be easily implemented by setting $\eta_{\text{target}} = 0$ at the end wall of the flume. Then waves reaching the boundary will be absorbed.

3.4.2 Sponge layer

Besides, in order to absorb the outgoing waves, the sponge-layer method, as proposed by Israeli and Orszag (1981), is employed. In the case of the COBRAS model, the sponge layer is used to absorb the waves generated above the source region which propagate in the direction opposite to the zone of interest. For that purpose a dissipation model is defined:



$$\gamma_d(x) = 1 - \alpha_d \beta_d^3 - (1 - \alpha_d) \beta_d^6 \quad (67)$$

Where

$$\alpha_d = 0.4 \quad (68)$$

And

$$\beta_d(x) = \frac{x_0 - x}{\lambda} \quad (69)$$

being x_0 the coordinate of the source region seaward boundary and λ the wave length at this point. The introduction of a sponge layer for absorption of the outgoing waves increases the length of the computational domain, which can be viewed as a drawback of the source region mode of generation. This is the case in particular for long wave simulations, as the dissipation model, and thus the length of the sponge layer, depends on the wave length.



4. FREE SURFACE TRACKING. THE VOLUME OF FLUID (VOF) METHOD

In the IH-2VOF model, the free surface is tracked using the Volume Of Fluid (VOF) method presented by Hirt and Nichols (1981). The method does not consist in pursuing the exact location of the free surface, but in identifying the free surface location tracking the density change in each cell. The model identifies the different cell types: empty (E), surface (S) or interior (I) cells depending on the value of the VOF function defined as follows:

$$F = \frac{\rho}{\rho_f} \quad (70)$$

Where

$$\rho = \frac{\rho_f V_f}{V_f + V_a} \quad (71)$$

being ρ_f the fluid density, V_f the volume of fluid in the cell and V_a the volume of air in the cell. Interior, empty and surface cells are defined as the $F=1$, $F=0$ and $F>0$ cells respectively. Cell types are shown in the figures presented in the following section. The introduction of the VOF function in the equation of mass conservation yields the transport equation for $F(x, y, t)$:

$$\rho(x, y, t) = F(x, y, t) \rho_f \quad (72)$$

$$\frac{\partial F}{\partial t} + \frac{\partial}{\partial x}(\bar{u}F) + \frac{\partial}{\partial y}(\bar{v}F) = 0, \quad (73)$$

Hirt and Nichols (1981) developed an algorithm to avoid errors in the convection of F . Their method consists in evaluating F gradients in both directions in order to identify the free surface location. Lin (1998) improved the algorithm with a new method that solves the problem of the $F > 1$ cells. A detailed analysis of the VOF method can be found in Hirt and Nichols (1981) and Lin (1998).



5. SCHEMATICS OF COMPUTATIONAL DOMAIN

The computational domain in the IH-2VOF model is discretised in rectangular cells as sketched in Figure 3. The computing mesh can be divided into submesh regions, which allows a variable cells spacing: a finer grid can be defined for the representation of specific study zones.

The different quantities in each of the cells are defined as follows: all scalar quantities, i.e. pressure (P), turbulent kinetic energy (k), dissipation rate (ϵ), VOF function (F) and the hereafter specified openness function (θ_c) are defined in the centre of the cells. The vector and vector-related quantities, i.e. the components of the mean velocity \bar{u} and the additional openness functions (θ_r and θ_t), are defined on the cell faces as shown in Figure 4. The x-component of the mean velocity is defined at the left face, the y-component of the mean velocity is defined at the top face.

The IH-2VOF model allows the introduction in the computational domain of solid boundaries of arbitrary shape, using a partial cell treatment. This method avoids the potential spurious reflection at solid boundaries defined as sawtooth-shape surfaces fitting the cell boundaries (Lemos, 1992). It consists in modelling the solid object as a special case of fluid with an infinite density, introducing openness functions at the cell centre and at the cell faces. At the cell centre, θ_c is defined as the ratio of space not occupied by the solid object (thus open to the fluid) to the whole cell area. On the cell faces, θ_r (θ_t) is defined as the length open to the fluid to the whole length of the right (top) boundary. Therefore, similar to the VOF free surface tracking method, the model can identify whether the cell corresponds to the solid object or obstacle (O), the fluid (air)-solid boundary (FA-O) or the fluid (air) domain (FA). In order to solve the magnitudes defined at the right face of the cells, the parameter identifies whether the cell face belongs to a solid boundary or not. The only difference between the VOF function and the openness functions is that the former is time-varying and the latter are not.

Figure 3 and Figure 4 illustrate the definition of the different cell types based on the information of the VOF function and openness functions.



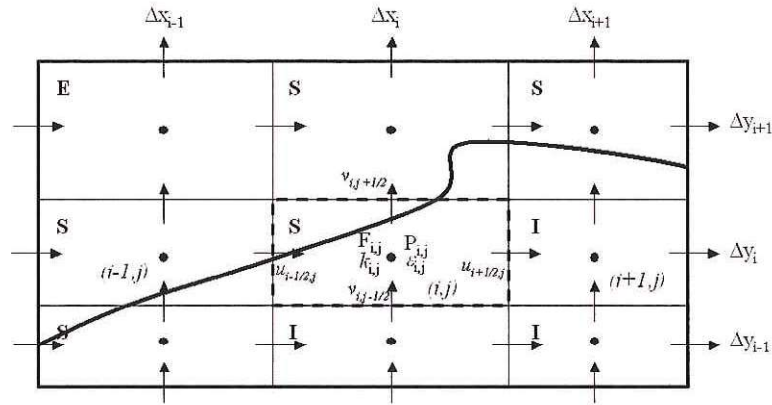


Figure 3. Schematics of computational domain with the different cell types based on the information of the VOF function and definition of the computed magnitudes.

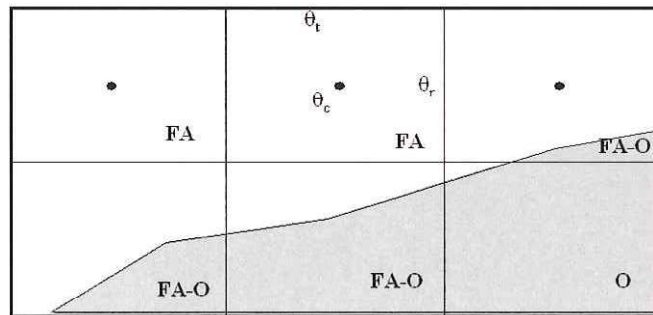


Figure 4. Schematics of solid boundaries definition through the partial cell treatment.

6. NUMERICAL RESOLUTION OF RANS/VARANS/ $k-\varepsilon$ EQUATIONS.

In this section, the numerical methods used in the IH-2VOF model to solve the turbulent flow equations are summarised.

The Reynolds equations are solved using the finite differences two-step projection method (Chorin, 1968, 1969). The first step consists in introducing an intermediate velocity in the momentum equation as:

$$\frac{\tilde{u}_i^{n+1} - u_i^n}{\Delta t} = -u_j^n \frac{\partial u_j^n}{\partial x_j} + g_i + \frac{\partial \tau_{ij}^n}{\partial x_j}, \quad (74)$$

where \tilde{u}_i^n is the intermediate velocity, the superscript indicates the time level and Δt is the time step size corresponding to the $(n+1)$ -th time level. Therefore, equation (74) is the forward time difference equation of the Reynolds equation without the pressure gradient term.

The intermediate velocity does not, in general, satisfy the continuity equation.

The second step consists in projecting the intermediate velocity field onto a divergence-free plane to obtain the final velocity:

$$\frac{u_i^{n+1} - \tilde{u}_i^n}{\Delta t} = -\frac{1}{\rho^n} \frac{\partial p^{n+1}}{\partial x_i}, \quad (75)$$

$$\frac{\partial u_i^{n+1}}{\partial x_i} = 0, \quad (76)$$

The pressure gradient can be evaluated at $(n+1)$ -th time level, taking the divergence of (75) and applying (76):

$$\frac{\partial}{\partial x_i} \left(\frac{1}{\rho^n} \frac{\partial p^{n+1}}{\partial x_i} \right) = \frac{1}{\Delta t} \frac{\partial \tilde{u}_i^{n+1}}{\partial x_i}, \quad (77)$$

Equation (77) is called the Poisson Pressure Equation (PPE).

The velocity field at $(n+1)$ -th time level is obtained from the pressure gradient through the complete momentum conservation equation:

$$\frac{\tilde{u}_i^{n+1} - u_i^n}{\Delta t} + u_j^n \frac{\partial u_j^n}{\partial x_j} = -\frac{1}{\rho^n} \frac{\partial p^{n+1}}{\partial x_i} + g_i + \frac{\partial \tau_{ij}^n}{\partial x_j}, \quad (78)$$

In the two-step projection method, the spatial derivations of the velocity components and the pressure field need to be expressed in finite-difference forms. The convection terms are discretised by the combination of the central difference method and upwind method. The combination of both is aimed at preventing their respective drawbacks of significant numerical damping and numerical instability. A weighting factor is introduced in the spatial derivative discretisation expressions in order to adjust the influence of each one of the two schemes in the computation and to obtain stable and accurate solutions. Only the central difference method is employed to discretise the pressure gradient terms and stress gradient terms.

Similarly to the Reynolds equations, the $k-\varepsilon$ equations are solved by discretising the convective terms with the combined central difference and upwind methods. The central difference method is used for the diffusion, production and dissipation terms. The forward time difference scheme is employed to discretise the time derivatives.

The detailed implementation of the numerical model can be found in Liu and Lin (1997) and Lin (1998).

7. RESOLUTION PROCEDURE

The basic resolution procedure of IH-2VOF to update the field variables at a given time step is summarised as follows:

- compute intermediate velocities \tilde{u}_i using equation (74);
- apply the boundary conditions at the free surface (tangential stress and divergence free) and definition of the source function in the case of the source region wave generation mode or of the inflow boundary condition in the case of the wave-paddle generation model;
- compute the pressure value from equation (77);
- obtain the final values of velocities from equation (78);
- apply newly the boundary conditions at the free surface;
- update k and ε values using the new values of velocities;
- update VOF function values;
- apply the boundary conditions at the newly fluid cells (empty at the previous time step) consecutively to VOF function updating.

8. REFERENCES

Arbhabhirama, A. and Dinoy, A. A., (1973) "Friction factor and Reynolds number in porous media flow" ASCE J Hydraul Div. 99, pp 901-911

Brocchini, M., Peregrine, D.H., 1995. Flow properties of the swash zone. Proceedings of Coastal Dynamics'95, ASCE, 221-232.

Champagne, F.H., Harris, V.G., Coorsin, S., 1970. Experiments on nearly homogeneous turbulent shear flow. Journal of Fluid Mechanics, 41: 81-139.

Chorin, A.J., 1968. Numerical solution of the Navier-Stokes equations. Mathematics of Computation, 22: 745-762.

Chorin, A.J., 1969. On the convergence of discrete approximations of the Navier-Stokes equations. Mathematics of Computation, 232: 341-353.



- Hirt, C.W., Nichols, B.D., 1981. Volume of Fluid (VOF) method for dynamics of free boundaries. *Journal of Computational Physics*, 39: 201-225.
- Hsu, T.-J., Sakakiyama, T., Liu, P.L.-F., 2002. A numerical model for wave motions and turbulence flows in front of a composite breakwater. *Coastal Engineering*, 46: 25-50.
- Israeli, M., Orszag, S.A., 1981. Approximation of radiation boundary conditions. *Journal of Computational Physics*, 41: 115-131.
- Jaw, S.Y., Chen, C.J., 1998. Present status of second-order closure turbulence models, I: Overview. *Journal of Engineering Mechanics*, 124(5): 486-501.
- Lara, J.L., Garcia, N. and Losada, I.J. (2006). RANS modelling applied to random wave interaction with submerged permeable structures. *Coastal Engineering*, Vol. 53 (5-6), 395-417, ELSEVIER
- Lara, J.L., Ruju, A., Losada, I.J. (2011). RANS modelling of long waves induced by a transient wave group on a beach. *Proc. of the Royal Society A-Mathematical, Physical and Engineering Sciences*. 467 (2129), 1215-1242.
- Lemos, C.M., 1992. *Wave breaking*. Springer-Verlag, New York, USA.
- Lin, P., 1998. Numerical modeling of breaking waves. Ph.D. Thesis, Cornell University.
- Lin, P., Liu, P.L.-F., 1999. Internal wave-maker for Navier-Stokes equations models. *Journal of Waterways, Port, Coastal and Ocean Engineering*, 125(4): 207-217.
- Losada, I.J., Lara, J.L., Guanche, R., Gonzalez-Ondina, J.M. (2008) "Numerical analysis of wave overtopping of rubble mound breakwaters" *Coastal Engineering*. 55, pp 47-62
- Nakayama, A., Kuwahara, F., 1999. A macroscopic turbulence model for flow in a porous medium. *Journal of Fluids Engineering*, 121: 427-433.
- Nield, D.A., Bejan, A., 1999. *Convection in porous media*. 2nd edition, Springer-Verlag, New York, USA.
- Rodi, W., 1980. *Turbulence models and their application in hydraulics – a state-of-the-art review*. IAHR Publication.
- Schaffer, H.A. and G. Klopman. Review of multidirectional active wave absorption methods. *Journal of Waterway, Port, Coastal, and Ocean Engineering*, 126:88-97, 2000.
- Shih, T.H., Zhu, J., Lumley, J.L., 1996. Calculation of wall-bounded complex flows and free shear flows. *International Journal for Numerical Methods in Fluids*, 23: 1133-1144.
- Sollitt, C.K. and Cross, R.H., (1972) "Wave transmission through permeable breakwaters" *Proc. 13th Coastal Engineering. Conf., (Vancouver)*, 3, pp July 10-14.

Torres-Freyermuth, A., Lara, J.L., Losada, I.J. (2010) "Numerical modelling of short- and long-wave transformation on a barred beach" Coastal Engineering. 57, pp 317-330

Van Gent, M.R.A., 1994. The modelling of wave action on and in coastal structures, Coastal Engineering, 22: 311-339.

Van Gent, M.R.A., 1995. Wave interaction with permeable coastal structures. Ph.D. Thesis, Delft University Press.

